FSC Fondo per lo Sviluppo e la Coesione

Finanziato dall'Unione europea NextGenerationEU

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

REGIONE CALABRIA

Presidenza del Consiglio dei Ministri
Ministro per gli Affari Europei, il Sud, le Politiche di Coesione e il PNRR

MEF Ministero dell'Economia e delle Finanze

MINISTERO DEL TURISMO REPUBBLICA ITALIANA

Ministero dell'Ambiente e della Sicurezza Energetica

MINISTERO DELL'INTERNO

Agenzia per la Coesione Territoriale

Mims Ministero delle infrastrutture e della mobilità sostenibili

INVITALIA L'AGENZIA PER LO SVILUPPO

Aggiudicazione servizio di ingegneria a architettura dell'Agenzia nazionale per l'attrazione degli investimenti e lo sviluppo d'impresa S.p.A. "Invitalia" in qualità di CENTRALE DI COMMITTENZA prot. n. 0255738 del 08.09.2023

ENAC ENTE NAZIONALE PER L'AVIAZIONE CIVILE

AEROPORTO CIVILE DI LAMEZIA TERME (CZ)

SACAL Società Aeroportuale Calabrese

REGOLAMENTO (UE) 139/2014 - CERTIFICAZIONE AEROPORTO E REGOLAMENTO (UE) 2015/1998

A.U. - Accountable Manager	**Maintenance Manager**	**CIRCOLARE ENAC APT-16**
Dott. Marco FRANCHINI	Ing. Filippo MALAFARINA	**Post Holder Progettazione**
		Ing. Stefania RAIMONDO

S.A.CAL. S.p.A. Società Aeroportuale Calabrese

PROGETTO ESECUTIVO

(Codice Appalti D. Lgs 36/2023)

Progetto: *"Riqualifica della viabilità e delle aree di sosta"* dell'aeroporto di Lamezia Terme - CIS L03.
-CIG: 9906072D35; CUP: H84G22000040009
Contratto Istituzionale di sviluppo *"CIS Volare"*
Ambito di intervento: Trasporti e mobilità sostenibili - Fondi CIS scheda L03
CONTRATTO SIA SACAL prot. n. n. 007/2024/RCA
PSA (Masterplan 2012-2027) approvazione ENAC nota n.107905 del 24.10.2017
ENAC "Scheda A" - L03 - parcheggi e viabilità

PROGETTISTA DELL'OPERA
Ing. Andrea Benincasa di Caravacio

GEOLOGI
Dott. Geol. Gianluigi Mazzilli - Dott. Geol. Pierluigi Arbore

COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE
Geom. Salvatore Cipolla

BIM MANAGER
Arch. Marcella Blasi

RESPONSABILE UNICO DEL PROGETTO
Ing. Matteo Mastroianni

Nemesis Ingegneria Srl
Via P. Toselli 6 - Torino
NEMESIS INGEGNERIA
Ing. Andrea Benincasa di Caravacio
Ing. Cristina Alasia
Geom. Salvatore Cipolla
Ing. Elisa Cappuccio
Geom. Juri Salza

Ingegneri Guadagnuolo & Partners Srl
Via A. Colavita 19 - Lamezia Terme (CZ)
INGEGNERI GUADAGNUOLO & PARTNERS
Ing. Alessandro Guadagnuolo
Ing. Luigi Guadagnuolo

SIGEA SaS
Via Savonarola 9 - Corato (BA)
Dott. Geol. Gianluigi Mazzilli
Dott. Geol. Pierluigi Arbore

ORDINE INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI TORINO
Dott. Ing. R. ANDREA BENINCASA di CARAVACIO n° 6601 X

OGGETTO ELABORATO

STRUTTURE

Relazione di calcolo strutturale fondazione vasche di trattamento

Approvazione ENAC

Riferimento Elaborato	Data	Scala	Codice elaborato	Rev.
	DICEMBRE 2025		PE T00 TM00 STR RE06	B

REVISIONI					
D					
C					
B	DICEMBRE 2025	REVISIONE	L. GUADAGNUOLO	A. GUADAGNUOLO	A. BENINCASA
A	LUGLIO 2025	PRIMA EMISSIONE	L. GUADAGNUOLO	A. GUADAGNUOLO	A. BENINCASA
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO

INDICE

1. PREMESSA 2

2. DESCRIZIONE DELLA GEOMETRIA 4

3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO 6

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI 7

5. ANALISI DEI CARICHI 13

5.1. Pesi propri 13

5.2. Pesi permanenti portati 13

5.2.1. Applicazione carichi superficiali 14

5.3. Combinazioni di carico 15

6. MODELLO PER SIMULAZIONE NUMERICA 18

6.1. Introduzione software 18

6.2. Modello f.e.m. 22

7. GEOLOGIA E GEOTECNICA 24

7.1. Caratterizzazione geomeccanica del terreno 24

7.2. Sondaggio di sito 27

7.3. Interazione terreno - struttura 30

7.4. Cedimenti ammissibili 32

8. SIMULAZIONE NUMERICA 38

8.1. Convenzioni sollecitazioni 38

8.2. Principali spostamenti e sollecitazioni_carico da traffico su soletta 43

9. VERIFICHE 47

9.1. Criteri di verifica geotecnica 47

9.2. Criteri di verifica sezioni elementi in c.a. 54

9.3. Stato delle verifiche elementi 57

9.4. Configurazioni armate_PLATEA 58

9.5. Verifiche consuntive 59

10. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI 60

11. ALLEGATI DI CALCOLO 61

1. PREMESSA

Nel presente elaborato viene eseguita la verifica della struttura resistente relativa ai basamenti su cui poggiano le vasche di trattamento di prima pioggia.

Sono state dimensionate n.2 basamenti, per le 2 vasche aventi dimensioni differenti, a seconda della portata e della capacità di trattamento delle acque. Si riporta la tabella in cui sono indicate le dimensioni delle vasche prefabbricate.

Codice Articolo	Portata (lt/sec)	Diam. tubaz. (mm)	Vasche dissab. N.	Dissabbiatore						Vasche disol. N.	Disoleatore						Filtri per Coalesc. N.
				Dimensioni esterne (cm)			Peso (ql)	Peso Lastra di Copertura (ql)			Dimensioni esterne (cm)			Peso (ql)	Peso Lastra di Copertura (ql)		
				Largh.	Lungh.	Alt.		h. 15 cm (C250)	h. 20 cm (D400)		Largh.	Lungh.	Alt.		h. 15 cm (C250)	h. 20 cm (D400)	
GRIMP-FC/100	100	400	1	246	570	250	163,9	52,2	69,7	1	246	420	250	124,9	38,5	51,3	1
GRIMP-FC/150	150	400	1	246	670	250	186,2	61,4 *	81,9 *	1	246	420	250	124,9	38,5	51,3	1
GRIMP-FC/200	200	400	1	246	770	250	214,0	70,6 *	94,1 *	1	246	470	250	141,5	43,1	57,4	1
GRIMP-FC/300	300	400	2	2x246	2x670	2x250	2x186,2	2x61,4 *	2x81,9 *	2	2x246	2x420	2x250	2x124,9	2x38,5	2x51,3	2
GRIMP-FC/400	400	400	2	2x246	2x770	2x250	2x214,0	2x70,6 *	2x94,1 *	2	2x246	2x470	2x250	2x141,5	2x43,1	2x57,4	2

Nella presente relazione si riportano i modelli e le assunzioni di calcolo valide per tutti e 2 i basamenti dimensionati, ma si riportano sollecitazioni e resistenze relative al basamento della vasca FC/150, ovvero con capacità di 150 l/s, in quanto tale basamento risulta essere quello più sollecitato.

In tale fase esecutiva vengono verificate le strutture resistenti nei termini sezionali e globali, dimensionandone le armature e gli spessori nei confronti delle azioni indotte, sia in campo strutturale che geotecnico. L'elaborato corrente pertanto riporta le impostazioni di analisi utilizzate, i criteri di verifica utilizzati, nonché gli spostamenti e le sollecitazioni indotte nei vari casi di carico.

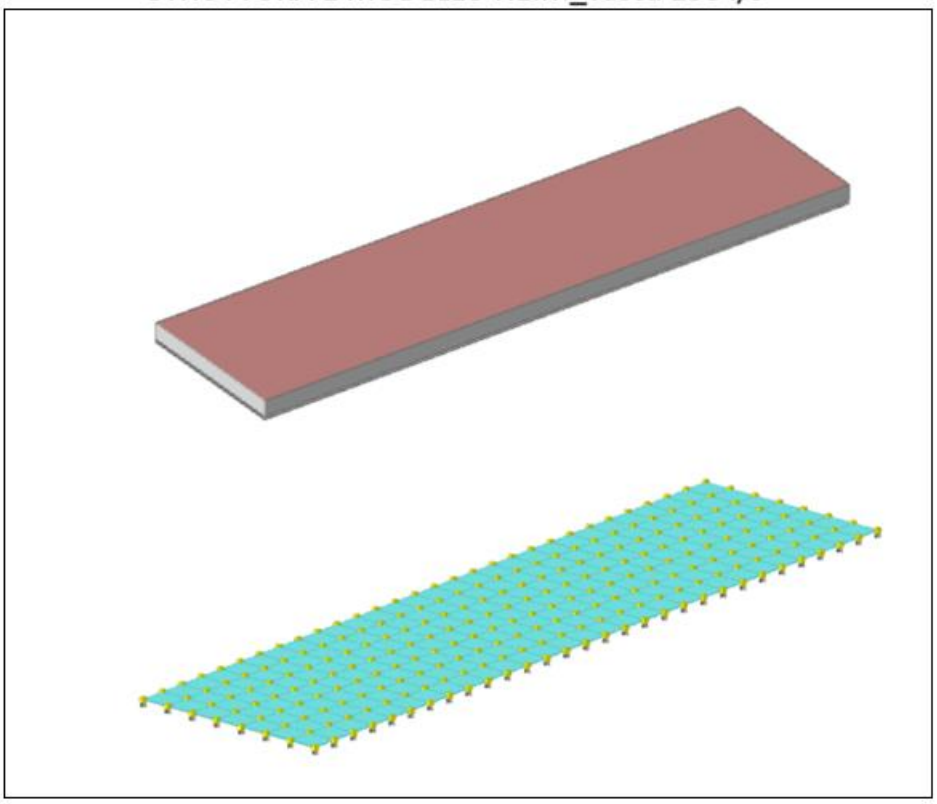
2. DESCRIZIONE DELLA GEOMETRIA

Si riportano le strutture e i modelli relativi ai 5 basamenti su cui poggiano le vasche di trattamento delle acque.

1) Vasca FC/150.

   La struttura in esame è ha dimensione in pianta di 2960*11400mm, con spessore s = 70cm

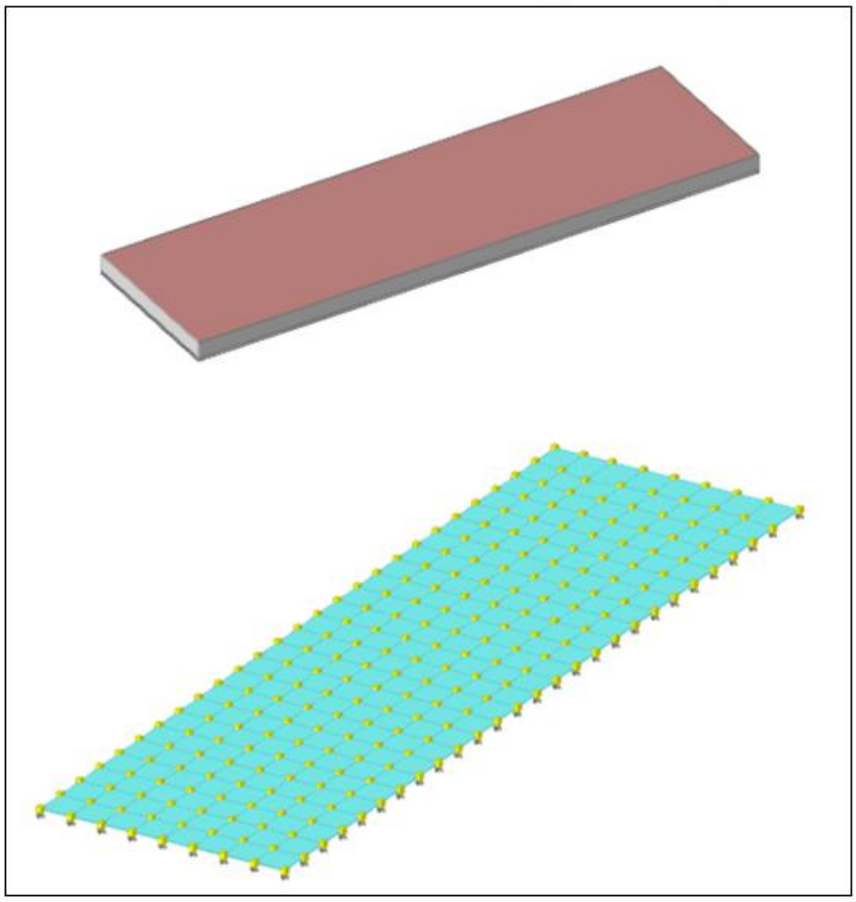
STRUTTURA E MODELLO F.E.M_vasca 150 l/s



2) Vasca FC/100.

   La struttura in esame è ha dimensione in pianta di 2960*10400mm, con spessore s = 70cm

STRUTTURA E MODELLO F.E.M._vasca 100 l/s



Per il calcolo dello scatolare è stato utilizzato un software di modellazione agli elementi finiti, quale Sismicad 12.24 per analizzare e progettare la struttura ai diversi stati limite, concernendo anche l'interazione terreno - struttura.

Nello specifico si è operato utilizzando il software agli elementi finiti Sismicad 12.24 che permette di creare un modello 3D in grado analizzabile combinando diverse tipologie di carico nelle combinazioni scelte, altresì permettendo di eseguire la modellazione geotecnica determinando i comportamenti statici anche considerando l'interazione terreno - struttura, in tal caso determinata per mezzo di molle lineari con rigidezza elastica.
Si è utilizzato un modello su molle per lo studio delle fondazioni.

Per ogni approfondimento concernente la visione dei modelli agli elementi finiti con i gusci discretizzati, l'applicazione dei carichi, i risultati in termini di spostamento e sollecitazioni, nonché lo stato delle verifiche si rimanda alla consultazione dei capitoli successivi.

3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

L'interpretazione dei risultati e la redazione della presente relazione sono stati effettuati nel rispetto dellaNormativa in vigore e di alcune raccomandazioni. I principali riferimenti normativi sono i seguenti:

1. Legge 5/11/1971 n.1086 – Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso e a struttura metallica;
2. D.M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42) – Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni";
3. Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. n. 35 del 11 febbraio 2019) - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
4. RFI DTC SICS MA IFS 001 E – Revisione E del Manuale di Progettazione delle Opere Civili;
5. RFI DTC SICS SP IFS 001 – Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili;
6. Eurocodice EN 1997-1: Progettazione Geotecnica – Parte 1: Regole generali;
7. Eurocodice EN 1998-5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazione, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
8. Regolamento (UE) N° 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 776/2019 della Commissione del 16 maggio 2019.

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali sono state scelte, innanzitutto in funzione della classe d'esposizione minima individuate, estendendo la classe di resistenza minima per i restanti elementi strutturali, pre-figgendosi di controllare se la stessa, a termine delle analisi, restituisce risultati soddisfacenti riguardo la resistenza degli elementi e la deformabilità con tale classe.

Per gli elementi strutturali in c.a., cautelativamente, la classe d'esposizione minima individuata è la XC4, nonostante per le strutture interrate si possa rientrare in XC2; in tal maniera dalla UNI EN 206:2016, prospetto 5 s'individuano i valori limite raccomandati per la composizione e le proprietà del calcestruzzo che prescrivono l'utilizzo della classe di resistenza minima C32/40.

CALCESTRUZZO

1) Calcestruzzo **C32/40**

   Rck ≥ 40 Mpa

   Copriferro (inteso come ricoprimento minimo sull'armatura) ≥ 5 cm

<u>SLU</u>

1) Rck ≥ 40 MPa resistenza a compressione cubica caratteristica (frattile 5%)

$\gamma_C = 1.5$ coefficiente parziale per SLU

a = 0.85 fattore che tiene conto degli effetti dei carichi di lunga durata

$f_{ck} = 0.83$ Rck = 33,20 MPa resistenza a compressione cilindrica caratteristica (frattile 5%)

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41{,}20$ MPa resistenza a compressione cilindrica media per SLU

$f_{cd} = \alpha\, f_{ck} / \gamma_C = 18{,}81$ MPa resistenza a compressione cilindrica di progetto per SLU

$f_{ctm} = 0.30\, f_{ck}^{(2/3)} = 3{,}09$ MPa resistenza a trazione media (frattile 50%)

$f_{ctk\,0.05} = 0.7\, f_{ctm} = 2{,}18$ MPa resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)

$f_{ctk\,0.95} = 1.3\, f_{ctm} = 4{,}02$ MPa resistenza a trazione caratteristica (frattile 95%)

$f_{ctd} = f_{ctk\,0.05} / \gamma_C = 1{,}44$ MPa resistenza a trazione di progetto

$f_{cfm} = 1.2\, f_{ctm} = 3{,}70$ MPa resistenza a trazione per flessione media (frattile 50%)

$f_{cfk\,0.05} = 0.7\, f_{cfm} = 2{,}59$ MPa resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 5%)

$f_{cfk\,0.95} = 1.3\, f_{cfm} = 4{,}81$ MPa resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 95%)

$E_{cm} = 22000(f_{cm} / 10)^{(0.3)} = 33'642$ MPa modulo di elasticità medio

<u>SLE</u>

$\sigma_c < 0.55\, f_{ck} = 18{,}26$ MPa stato limite delle tensioni di esercizio (per comb. caratteristica)

$\sigma_c < 0{,}40\, f_{ck} = 13{,}28$ MPa stato limite delle tensioni di esercizio (combinaz. quasi perm.)

$w_k < (w_1, w_2, w_3)$ verifica a fessurazione

<u> VERIFICHE IN ESERCIZIO</u>*

Controllo tensioni

Riguardo il controllo delle tensioni per gli stati limite di esercizio si fa riferimento al paragrafo 2.5.1.8.3.2.1 del Manuale di progettazione delle opere civili, Parte II, Sezione II, Ponti e strutture di RFI, che stabiliscono i seguenti limiti:

- Al lembo compresso per combinazione di carico caratteristica (rara): 0,55 f_{ck};
- Al lembo compresso per combinazioni di carico quasi permanente: 0,40 f_{ck};
- Alla quota delle armature più tese per combinazione di carico caratteristica rara: 0,75 f_{yk}.

Controllo fessurazioni

Il controllo delle fessurazioni è basato sulla limitazione imposta al paragrafo 2.5.1.8.3.2.4 dello stesso manuale esplicata di seguito.

w_1 = 0,2 mm

w_2 = 0,3 mm

w_3 = 0,4 mm

Per la definizione dell'aggressività dell'ambiente si faccia riferimento alla Tab.4.1.III esplicata nel paragrafo 4.1.2.2.4.2 delle NTC2018 che individua le condizioni ambientali e sulle definizioni della classe di esposizione riportate nelle *Linee Guida per il calcestruzzo strutturale* emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nonché nella UNI EN 206:2016.

Tab. 4.1.III – *Descrizione delle condizioni ambientali*

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

prospetto 5 **Valori limite per la composizione e le proprietà del calcestruzzo**

	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
						Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti									
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Massimo rapporto *a/c*	-	0,60		0,55	0,50	0,50	0,45		0,55	0,50	0,45	0,50	0,50		0,45	0,55	0,50	0,45
Minima classe di resistenza	C12/15	C25/30		C30/37	C32/40	C32/40	C35/45		C30/37	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30		C30/37	C30/37,	32/40	35/45
Minimo contenuto in cemento (kg/m³) [d]	-	300		320	340	340	360		320	340	360	320	340		360	320	340	360
Contenuto minimo in aria (%)												[b]	4,0[a]					
Altri requisiti						E' richiesto l'utilizzo di cementi resistenti all'acqua di mare secondo UNI 9156						E' richiesto l'utilizzo di aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				In caso di esposizione a terreno o acqua del terreno contenente solfati nei limiti del prospetto 2 della UNI EN 206:2014, è richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati[c]		

a) Quando il calcestruzzo non contiene aria inglobata, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI CEN/TS 12390 -9, UNI CEN/TR 15177 o UNI 7087 per la relativa classe di esposizione. Il valore minimo di aria inglobata del 4% può ritenersi adeguato per calcestruzzi specificati con D_{upper} >20mm; per D_{upper} inferiori il limite minimo andrà opportunamente aumentato (ad esempio 5% per D_{upper} tra 12 mm e 16 mm).
b) Qualora si ritenga opportuno impiegare calcestruzzo aerato anche in classe di esposizione XF1 si adottano le specifiche di composizione prescritte per le classi XF2 e XF3.
c) Cementi resistenti ai solfati sono definiti dalla UNI EN 197-1 e su base nazionale dalla UNI 9156. La UNI 9156 classifica i cementi resistenti ai solfati in tre classi: moderata, alta e altissima resistenza solfatica. La classe di resistenza solfatica del cemento deve essere prescelta in relazione alla classe di esposizione del calcestruzzo secondo il criterio di corrispondenza della UNI 11417-1.
d) Quando si applica il concetto di valore *k* il rapporto massimo a/c e il contenuto minimo di cemento sono calcolati in conformità al punto 5.2.2.

Le NTC2018 riportano la tabella 4.1.IV al paragrafo 4.1.2.2.4.4 per la scelta degli stati limite di fessurazione la combinazione delle azioni secondo quella frequente o quasi permanente, per le differenti condizioni ambientali definite precedentemente.

4.1.2.2.4.4 ***Scelta degli stati limite di fessurazione***

Nella Tab. 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tab. 4.1.IV - *Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione*

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore w_k è definito al § 4.1.2.2.4.5.

Il paragrafo 2.5.1.8.3.2.4 del Manuale Rfi esplica invece le seguenti restrizioni:

"L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, dovrà risultare:

- $\delta_f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 17.01.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;

- $\delta_f \leq w_2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 17.01.2018.

Quindi in sostanza, per le strutture controterra o non ispezionabili prescrive di eseguire la verifica con la combinazione caratteristica (rara); per tal motivo, cautelativamente, nel software di analisi, che analizza la fessurazione in linea con le disposizioni NTC2018, vengono sostituite le combinazioni allo stato limite in esercizio alla combinazione frequente con quella rara.

In tal modo è possibile eseguire a vantaggio di sicurezza le verifiche di fessurazione con limitazione w_1 e in combinazione caratteristica rara.

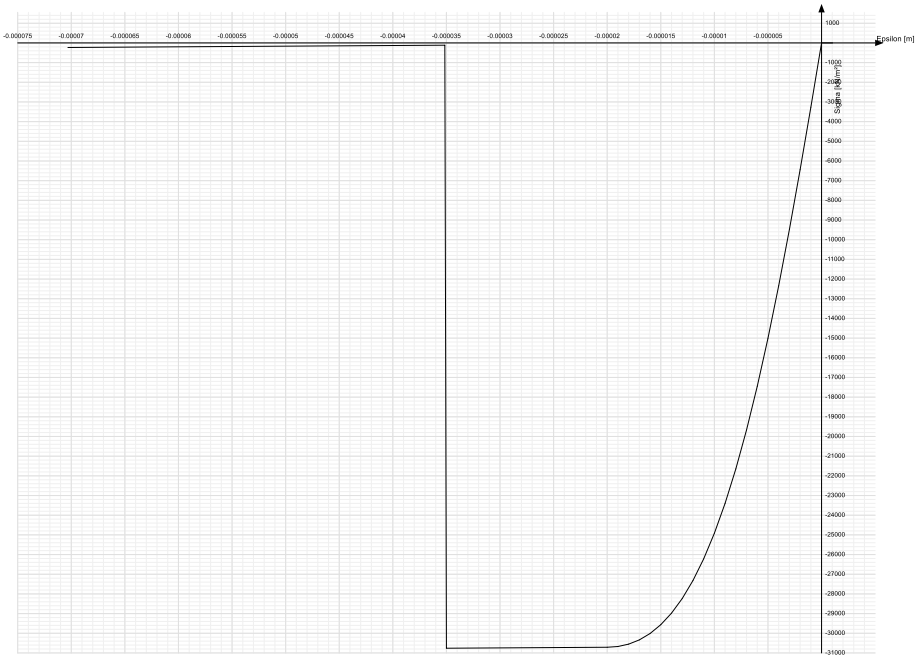
Controllo deformabilità

Per il controllo della deformazione della soletta superiore si pone come il limite della deformabilità per inflessione verticale dell'impalcato, nella combinazione di esercizio rara, pari a L/1000.

Di seguito si riportano le curve riferite al legame costitutivo del cls.

***Descrizione**: descrizione o nome assegnato all'elemento.*
***Curva pushover**: curva caratteristica per analisi pushover.*
***Reaz.traz.**: reagisce a trazione.*
***Comp.frag.**: ha comportamento fragile.*
***E.compr.**: modulo di elasticità a compressione. [kN/m²]*
***Incr.compr.**: incrudimento di compressione. Il valore è adimensionale.*
***EpsEc**: ε elastico a compressione. Il valore è adimensionale.*
***EpsUc**: ε ultimo a compressione. Il valore è adimensionale.*
***E.traz.**: modulo di elasticità a trazione. [kN/m²]*
***Incr.traz.**: incrudimento di trazione. Il valore è adimensionale.*
***EpsEt**: ε elastico a trazione. Il valore è adimensionale.*
***EpsUt**: ε ultimo a trazione. Il valore è adimensionale.*

Descrizione	Rck	E	G	ν	γ	α
C30/37	37000	33019435	15008834	0.1	25	0.00001



ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

B450C

<u>SLU</u>

$f_{yk} \geq 450$ MPa	tensione di snervamento caratteristica (frattile 5%)
$\gamma_S = 1.15$	coefficiente parziale per SLU
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S = 391.30$ MPa	tensione di snervamento di calcolo
$E_S = 210000$ MPa	modulo elastico

<u>SLE</u>

$\sigma_s < 0.75\ f_{yk} = 360$ MPa	stato limite delle tensioni di esercizio
n = 15	coefficiente di omogeneizzazione

Descrizione*: descrizione o nome assegnato all'elemento.*
fyk*: resistenza caratteristica. [daN/cm²]*
σamm.*: tensione ammissibile. [daN/cm²]*
Tipo*: tipo di barra.*
E*: modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm²]*
γ*: peso specifico del materiale. [daN/cm³]*
ν*: coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.*
α*: coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C-1]*
Livello di conoscenza*: indica se il materiale è nuovo o esistente, e in tal caso il livello di conoscenza secondo Circ.617 02/02/09 §C8A. Informazione impiegata solo in analisi D.M. 14-01-08 (N.T.C.) eD.M. 17-01-18 (N.T.C.).*

Descrizione	fyk	σamm.	Tipo	E	γ	ν	α	Livello di conoscenza
B450C	4500	2550	Aderenza migliorata	2060000	0.00785	0.3	0.000012	Nuovo

5. ANALISI DEI CARICHI

5.1. Pesi propri

Il peso proprio degli elementi strutturali relativi al complesso spalla - muri andatori viene valutato considerando il peso specifico del calcestruzzo Υ = 2,5 ton/m^3 relativo al calcestruzzo; il software Sismicad 12.24 utilizzato per l'analisi, valuta i pesi propri in funzione geometria sezionale e del peso specifico appena definito.

5.2. Pesi permanenti portati

Il carico permanente portato è rappresentato dal peso della vasca e dell'acqua in esso contenuta, nell'ipotesi in cui la stessa riempia a pieno la vasca, pertanto per un'altezza di 2.5m.

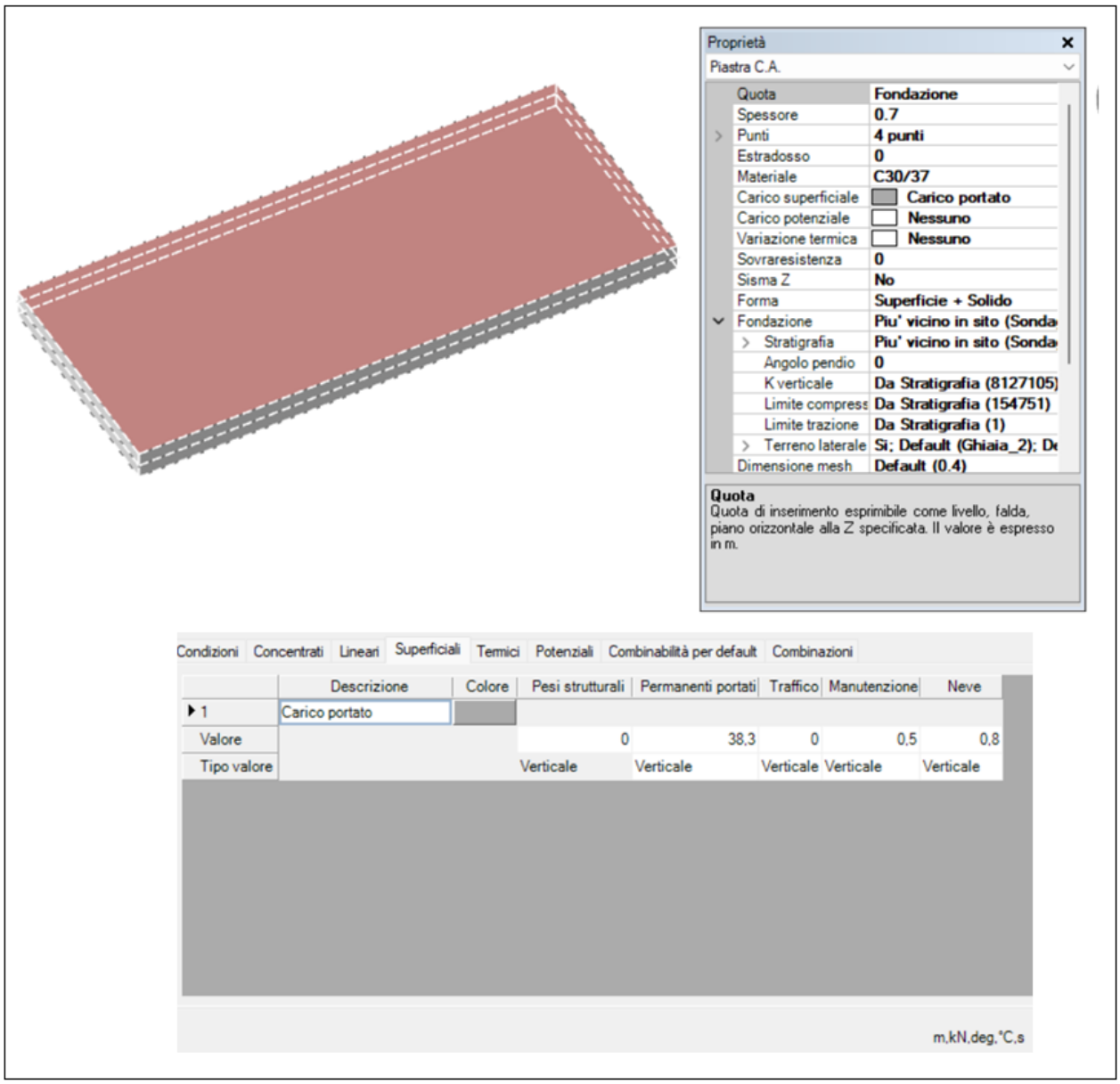
Pertanto, per le 5 tipologie di basamenti su cui poggiano le vasche, si sono considerati i seguenti carichi distribuiti da applicare alla platea di fondazione, in funzione del modello:

- **FC/100** → 36,2 kN/m²
- **FC/150** → 38,3 kN/m²

5.2.1. *Applicazione carichi superficiali*

Nel paragrafo si riportano le schermate relative all'applicazione dei carichi nel modello numerico. Si riportano le schermate relative alla condizione più gravosa di carico, ossia quella relativa al basamento su cui poggia la vasca da 150 l/s.

CARICHI SUPERFICIALI_vista prospettica



5.3. Combinazioni di carico

Nel paragrafo si riportano le combinazioni di carico nei termini di intensità di carico, stimate sulla base del capitolo *2.5.3 Combinazioni delle azioni* presente nelle NTC18, dove s'inquadrano le diverse combinazioni allo stato limite ultimo e in esercizio secondo le relazioni [2.5.1], [2.5.2]; [2.5.4], [2.5.5], [2.5.6].

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
  $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:
  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:
  $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:
  $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.6]

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$. [2.5.7]

Si utilizzano i valori caratteristici delle azioni dovute al traffico. i coefficienti parziali allo S.L.U. e i coefficienti ψ per le azioni variabili. indicati indicati nel capitolo 5.1.3.14 rispettivamente nelle tabelle Tab. 5.1.IV, Tab.5.1.V e Tab.5.1.VI riportate di seguito.

Tab. 5.1.IV – *Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico*

	Carichi sulla superficie carrabile					**Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili**
	Carichi verticali			***Carichi orizzontali***		***Carichi verticali***
Gruppo di azioni	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tab. 5.1.V – *Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU*

		Coefficiente	EQU[1]	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali [2] g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0,90 1,00[3]	1,00 1,00[4]	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}$, $\gamma_{\varepsilon 3}$, $\gamma_{\varepsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

[1] Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.
[2] Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
[3] 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
[4] 1,20 per effetti locali

Tab. 5.1.VI - *Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali*

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Di seguito si riportano le condizioni elementari di carico utilizzate per le analisi, correlate dalle combinazioni di carico utilizzate per i vari stati limite.

Combinazioni di carico

***Nome**: E' il nome esteso che contraddistingue la condizione elementare di carico.*
***Nome breve**: E' il nome compatto della condizione elementare di carico, che viene utilizzato altrove nella relazione.*
***Pesi**: Pesi strutturali*
***Port.**: Permanenti portati*
***Traffico**: Traffico*
***Manutenzione**: Manutenzione*
***Neve**: Neve*
***ΔT**: ΔT*
Tutte le combinazioni di carico vengono raggruppate per famiglia di appartenenza. Le celle di una riga contengono i coefficienti moltiplicatori della i-esima combinazione, dove il valore della prima cella è da intendersi come moltiplicatore associato alla prima condizione elementare, la seconda cella si riferisce alla seconda condizione elementare e così via.

Famiglia SLU

Il nome compatto della famiglia è SLU.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Manutenzione	Neve	ΔT
1	SLU 1	1	0.8	0	0	0
2	SLU 2	1	0.8	0	1.5	0
3	SLU 3	1	0.8	1.5	0	0
4	SLU 4	1	1.5	0	0	0
5	SLU 5	1	1.5	0	1.5	0
6	SLU 6	1	1.5	1.5	0	0
7	SLU 7	1.3	0.8	0	0	0
8	SLU 8	1.3	0.8	0	1.5	0
9	SLU 9	1.3	0.8	1.5	0	0
10	SLU 10	1.3	1.5	0	0	0
11	SLU 11	1.3	1.5	0	1.5	0
12	SLU 12	1.3	1.5	1.5	0	0

Famiglia SLE rara

Il nome compatto della famiglia è SLE RA.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Manutenzione	Neve	ΔT
1	SLE RA 1	1	1	0	0	0
2	SLE RA 2	1	1	0	1	0
3	SLE RA 3	1	1	1	0	0

Famiglia SLE frequente

Il nome compatto della famiglia è SLE FR.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Manutenzione	Neve	ΔT
1	SLE FR 1	1	1	0	0	0
2	SLE FR 2	1	1	0	0.2	0

Famiglia SLE quasi permanente

Il nome compatto della famiglia è SLE QP.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Manutenzione	Neve	ΔT
1	SLE QP 1	1	1	0	0	0

6. MODELLO PER SIMULAZIONE NUMERICA

6.1. Introduzione software

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di rinfianco e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle (modello di Winkler) che stimano il limite di compressione, di trazione e la rigidezza della singola molla in funzione delle caratteristiche geotecniche del sottosuolo.

L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa. A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento, K_e, si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura K. Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali p.

Indicando con u il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma K u = p

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti u = K-1 p

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare.

Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico, e consequenzialmente Sismicad permette il controllo in tempo reale delle verifiche interessanti l'elemento strutturale e la possibilità d'intervenire in modo puntuale con le migliorie da apportare.

Descrizione del programma Sismicad

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili.

Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

Specifiche tecniche

Denominazione del software: Sismicad 12.24

Produttore del software: Concrete

Concrete srl, via della Pieve, 19, 35121 PADOVA - Italy

Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo delle sollecitazioni

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidezza finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità:

- travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidezza flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidezza assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione.
- le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito;
- le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo

massimo assegnato in fase di immissione dati;

- le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale.
- I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale.
- I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti.
- i plinti su pali sono modellati attraverso aste di di rigidezza elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidezze alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale.
- La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio.
- I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.
- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.
- Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento.
- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso.

Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

Verifiche delle membrature in cemento armato

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14-1-92) o agli stati limite in accordo al D.M. 09-01-96, al D.M. 14-01-08, al D.M. 17-01-18 o secondo Eurocodice 2. Le travi sono progettate e verificate a flessione retta e taglio; a richiesta è possibile la verifica per le sei componenti della sollecitazione. I pilastri ed i pali sono verificati per le sei componenti della sollecitazione. Per gli elementi bidimensionali giacenti in un medesimo piano è disponibile la modalità

di verifica che consente di analizzare lo stato di verifica nei singoli nodi degli elementi. Nelle verifiche (a presso flessione e punzonamento) è ammessa la introduzione dei momenti di calcolo modificati in base alle direttive dell'EC2, Appendice A.2.8. I plinti superficiali sono verificati assumendo lo schema statico di mensole con incastri posti a filo o in asse pilastro. Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base della effettiva tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza. In particolare il programma valuta la tensione normale che ciascuna barra può assumere in una sezione sviluppando l'aderenza sulla superficie cilindrica posta a sinistra o a destra della sezione considerata; se in una sezione una barra assume per effetto dell'aderenza una tensione normale minore di quella ammissibile, il suo contributo all'area complessiva viene ridotto dal programma nel rapporto tra la tensione normale che la barra può assumere per effetto dell'aderenza e quella ammissibile. Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione. A seguito di analisi inelastiche eseguite in accordo a OPCM 3431 o D.M. 14-01-08, al D.M. 17-01-18 vengono condotte verifiche di resistenza per i meccanismi fragili (nodi e taglio) e verifiche di deformabilità per i meccanismi duttili.

6.2. Modello f.e.m.

Il modello strutturale è stato definito in ambiente FEM attraverso la modellazione e l'assemblamento di elementi, suddivisi attraverso adeguate discretizzazioni.

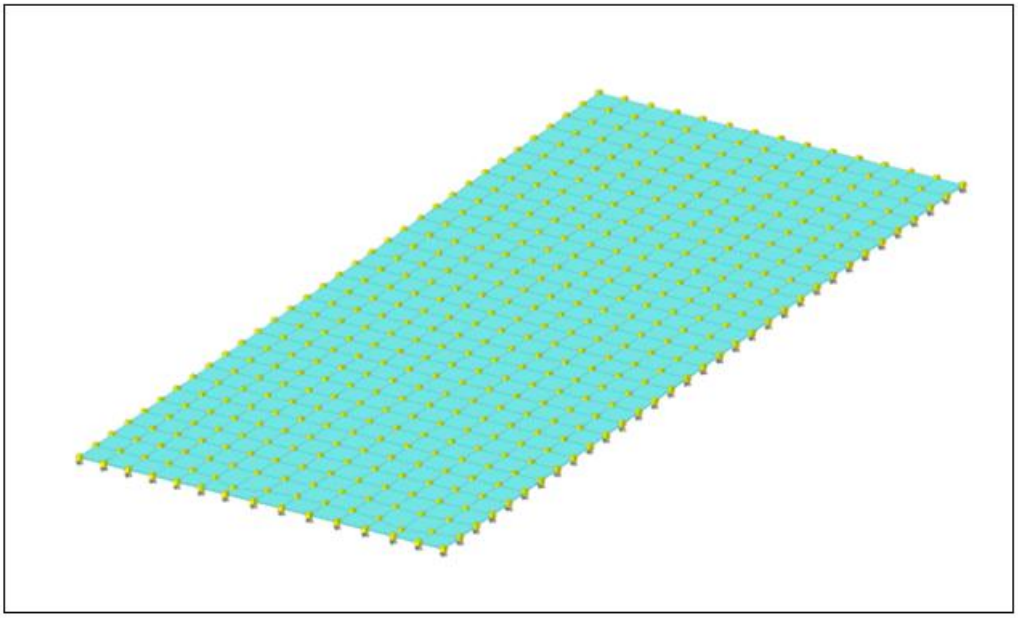
Le piastre vengono modellate attraverso elementi shell discretizzati adeguatamente in modo da definire un modello privo di discontinuità, che ha restituito una valutazione delle sollecitazioni e quindi delle verifiche, che rispecchi l'effettiva distribuzione degli sforzi.

Le piastre vengono suddivise per mezzo di triangoli e/o quadrilateri unendosi agli elementi snelli e ai gusci verticali per mezzo di nodi diretti o link rigidi automatici, permettendo una realistica distribuzione degli sforzi in campo statico e dinamico. Di seguito le preferenze geometriche - meccaniche utilizzate per la modellazione.

Dimensione massima ottimale mesh pareti (default)	40	[cm]
Dimensione massima ottimale mesh piastre (default)	40	[cm]
Dimensione massima ottimale suddivisioni archi finestre/porte (default)	15	[cm]
Tipo di mesh dei gusci (default)	Quadrilateri o triangoli	
Tipo di mesh imposta ai gusci	Specifico dell'elemento	
Metodo P-Delta	non utilizzato	
Analisi buckling	non utilizzata	
Rapporto spessore flessionale/membranale gusci muratura verticali	0.2	
Moltiplicatore rigidezza connettori pannelli pareti legno a diaframma	1	
Tolleranza di parallelismo	4.99	[deg]
Tolleranza di unicità punti	10	[cm]
Tolleranza generazione nodi di aste	1	[cm]
Tolleranza di parallelismo in suddivisione aste	4.99	[deg]
Tolleranza generazione nodi di gusci	4	[cm]
Tolleranza eccentricità carichi concentrati	100	[cm]
Considera deformabilità a taglio negli elementi guscio	No	
Modello elastico pareti in muratura	Gusci	
Concentra masse pareti nei vertici	No	
Segno risultati analisi spettrale	Analisi statica	
Metodo di risoluzione della matrice	Intel MKL PARDISO	
Scrivi commenti nel file di input	No	
Scrivi file di output in formato testo	No	
Solidi colle e corpi ruvidi (default)	Solidi reali	
Moltiplicatore rigidezza molla torsionale applicata ad aste di fondazione	1	
Modello trave su suolo alla Winkler nel caso di modellazione lineare	Equilibrio elastico	
Numero di modi di vibrare da ricercare	20	
Algoritmo di analisi modale	Proiezione nel sottospazio totale	
Algoritmo di combinazione modale		

Il modello è generato su molle lineari con rigidezza elastica. Di seguito il modello sviluppato per il basamento relativo alla condizione più gravosa di carico, ossia quella relativa al basamento della vasca da 400l/s.

MODELLO



7. GEOLOGIA E GEOTECNICA

7.1. Caratterizzazione geomeccanica del terreno

Nel capitolo si riportano le caratteristiche meccaniche individuate dalla relazione geologica;

La falda viene identificata e posizionata circa a -2.80 m dal piano campagna;

di seguito si riportano i parametri meccanici degli strati in questione, utili per la definizione della rigidezza elastica delle molle lineari nonché per le verifiche di carattere geotecnico e strutturale.

MODELLO GEOTECNICO					
Unità litotecnica	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso per Unità di Vol. [kN/m^3]	Velocità Onde longitudinali [m/s]	Velocità Onde di taglio [m/s]
1	0	3	17.5	632.91÷682.2	279.59÷362
2	3	4	17.8÷18.7	764.82÷808.91	151.34÷157.4
3	7	6	18÷19.4	798.81÷925.33	188.8÷206.03
4	13.0	6	18.2÷19.4	1481.48÷1638.36	212÷285.25
5	19.0	-	18.8÷19.8	997.81÷1038.57	274÷349.38

MODELLO GEOTECNICO					
Unità litotecnica	Profondità [m]	Spessore [m]	Coeff. di Poisson	G^1 medio (MPa)	E^2_d medio (MPa)
1	0	3	0.38÷0.4	160.97÷296.37	824.89÷1078.05
2	3	4	0.44÷0.48	40.91÷46.17	1044.73÷1224.35
3	7	6	0.42÷0.47	65.44÷84.56	1171.82÷1774.40
4	13.0	6	0.41÷0.49	87.62÷215.21	4146.48÷5404.11
5	19.0	-	0.4÷0.45	203.65÷276.93	2150.14÷2117.70

I dati utilizzati nel modello sono i seguenti:

Peso specifico terreno secco Υ = 1.7-2 ton/m^3

Coesione drenata c' = 0 -10 KPa

Angolo d'attrito ϕ = 28-30°

Modulo elastico longitudinale statico E_{stat} = 800 kg/cm^2

Di seguito si riportano alcuni valori range classificati per le diverse tipologie di terreno relativamente ai parametri meccanici definiti sopra, riscontrando che i valori dei parametri sopra definiti appartengono alla categoria di sabbie limose.

Valori indicativi del peso di volume in Kg/m^3

Terreno	Valore minimo	Valore massimo
Ghiaia asciutta	1800	2000
Ghiaia umida	1900	2100
Sabbia asciutta compatta	1700	2000
Sabbia umida compatta	1900	2100
Sabbia bagnata compatta	2000	2200
Sabbia asciutta sciolta	1500	1800
Sabbia umida sciolta	1600	1900
Sabbia bagnata sciolta	1900	2100
Argilla sabbiosa	1800	2200
Argilla dura	2000	2100
Argilla semisolida	1900	1950
Argilla molle	1800	1850
Torba	1000	1100

Valori indicativi del peso specifico di alcune rocce in Kg/m^3

Roccia	Valore minimo	Valore massimo
Pomice	500	1100
Tufo vulcanico	1100	1750
Calcare tufaceo	1120	2000
Sabbia grossa asciutta	1400	1500
Sabbia fine asciutta	1400	1600
Sabbia fine umida	1900	2000
Arenaria	1800	2700
Argilla asciutta	2000	2250
Calcare tenero	2000	2400
Travertino	2200	2500
Dolomia	2300	2850
Calcare compatto	2400	2700
Trachite	2400	2800
Porfido	2450	2700
Gneiss	2500	2700
Serpentino	2500	2750
Granito	2550	2900
Marmo saccaroide	2700	2750
Sienite	2700	3000
Diorite	2750	3000
Basalto	2750	3100

Valori indicativi dell'angolo di attrito, in gradi, per terreni

Terreno	Valore minimo	Valore massimo
Ghiaia compatta	35	35
Ghiaia sciolta	34	35
Sabbia compatta	35	45
Sabbia sciolta	25	35
Marna sabbiosa	22	29
Marna grassa	16	22
Argilla grassa	0	30
Argilla sabbiosa	16	28
Limo	20	27

Valori indicativi della coesione in Kg/cm^2

Terreno	Valore
Argilla sabbiosa	0.20
Argilla molle	0.10
Argilla plastica	0.25
Argilla semisolida	0.50
Argilla solida	1
Argilla tenace	2÷10
Limo compatto	0.10

Valori indicativi del modulo elastico, in Kg/cm^2

Terreno	Valore massimo di E	Valore minimo di E
Argilla molto molle	153	20.4
Argilla molle	255	51
Argilla media	510	153
Argilla dura	1020	510
Argilla sabbiosa	2550	255
Loess	612	153
Sabbia limosa	204	51
Sabbia sciolta	255	102
Sabbia compatta	816	510
Argilloscisto	51000	1530
Limo	204	20.4
Sabbia e ghiaia sciolta	1530	510
Sabbia e ghiaia compatte	2040	1020

7.2. Sondaggio di sito

In tale paragrafo si riporta la ricostruzione del sondaggio di sito, correlato dei parametri meccanici e geometrici dei vari strati litografici presenti. Tale definizione risulta utile alla determinazione delle caratteristiche meccaniche delle molle lineari di sottofondazioni, in quanto il sw permette, come precedentemente esposto, la definizione automatica delle rigidezze elastiche delle stesse, nonché alla valutazione delle spinte sui paramenti previa definizione dei materiali di riempimento.

CARATTERISTICHE MECCANICHE E FISICHE DEI TERRENI

Descrizione: *descrizione o nome assegnato all'elemento.*
Fonte: *origine dei dati dell'elemento.*
Natura geologica: *natura geologica del terreno (granulare, coesivo, roccia).*
Coesione (c'): *coesione efficace del terreno. [daN/m²]*
Coesione non drenata (Cu): *coesione non drenata (Cu), per terreni eminentemente coesivi (argille). [daN/m²]*
Angolo di attrito interno φ: *angolo di attrito interno del terreno. [deg]*
Angolo di attrito di interfaccia δ: *angolo di attrito all'interfaccia tra terreno-cls. [deg]*
Coeff. α di adesione della coesione (0;1): *coeff. di adesione della coesione all'interfaccia terreno-cls, compreso tra 0 ed 1. Il valore è adimensionale.*
Coeff. di spinta K0: *coefficiente di spinta a riposo del terreno. Il valore è adimensionale.*
γ naturale: *peso specifico naturale del terreno in sito, assegnato alle zone non immerse. [daN/m³]*
γ saturo: *peso specifico saturo del terreno in sito, assegnato alle zone immerse. [daN/m³]*
E: *modulo elastico longitudinale del terreno. [daN/m²]*
v: *coefficiente di Poisson del terreno. Il valore è adimensionale.*
Qualità roccia RQD (0;1): *rock quality degree. Indice di qualità della roccia, assume valori nell'intervallo (0;1). Il valore è adimensionale.*

Descrizione	Fonte	Natura geologica	Coesione (c')	Coesione non drenata (Cu)	Angolo di attrito interno φ	Angolo di attrito di interfaccia δ	Coeff. α di adesione della coesione (0;1)	Coeff. di spinta K0	γ naturale	γ saturo	E	v	Qualità roccia RQD (0;1)
Strato_4		Granulare incoerente (Sabbie)	0.106	0	30	22	1	0.59	0.00185	0.00196	1300	0.46	0
Strato_1		Granulare incoerente (Sabbie)	0.009	0	31	22	1	0.49	0.00195	0.002	6200	0.43	0
Strato_2		Granulare incoerente (Sabbie)	0.036	0	28	21	1	0.54	0.00185	0.00196	2250	0.46	0
Strato_3		Granulare incoerente (Sabbie)	0.102	0	28	21	1	0.57	0.00188	0.00196	4000	0.45	0
Ghiaia		Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	38	25	1	0.38	0.00195	0.00215	900	0.3	0

Descrizione	Fonte	Natura geologica	Coesione (c')	Coesione non drenata (Cu)	Angolo di attrito interno φ	Angolo di attrito di interfaccia δ	Coeff. α di adesione della coesione (0;1)	Coeff. di spinta K0	γ naturale	γ saturo	E	v	Qualità roccia RQD (0;1)
Ghiaia_1		Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	35	22	1	0.5	0.00195	0.00215	900	0.3	0

**Viene riportata anche la tipologia di terreno definita Ghiaia che rappresenta il terreno a tergo e a valle delle spalle utilizzato come riempimento.*

<u>*SONDAGGIO DI SITO*</u>

Di seguito è riportata la ricostruzione del sondaggio di sito inserito nel software, concernente la falda a 3m di profondità dal piano di posa della fondazione.

Vengono elencati in modo sintetico tutti i sondaggi risultanti dalle verticali di indagine condotte in sito, con l'indicazione dei terreni incontrati, degli spessori e dell'eventuale falda acquifera.
Nome attribuito al sondaggio: Sondaggio
Coordinate planimetriche del sondaggio nel sistema globale scelto: 0, 0
Quota della sommità del sondaggio (P.C.) nel sistema globale scelto: 0
I valori sono espressi in cm

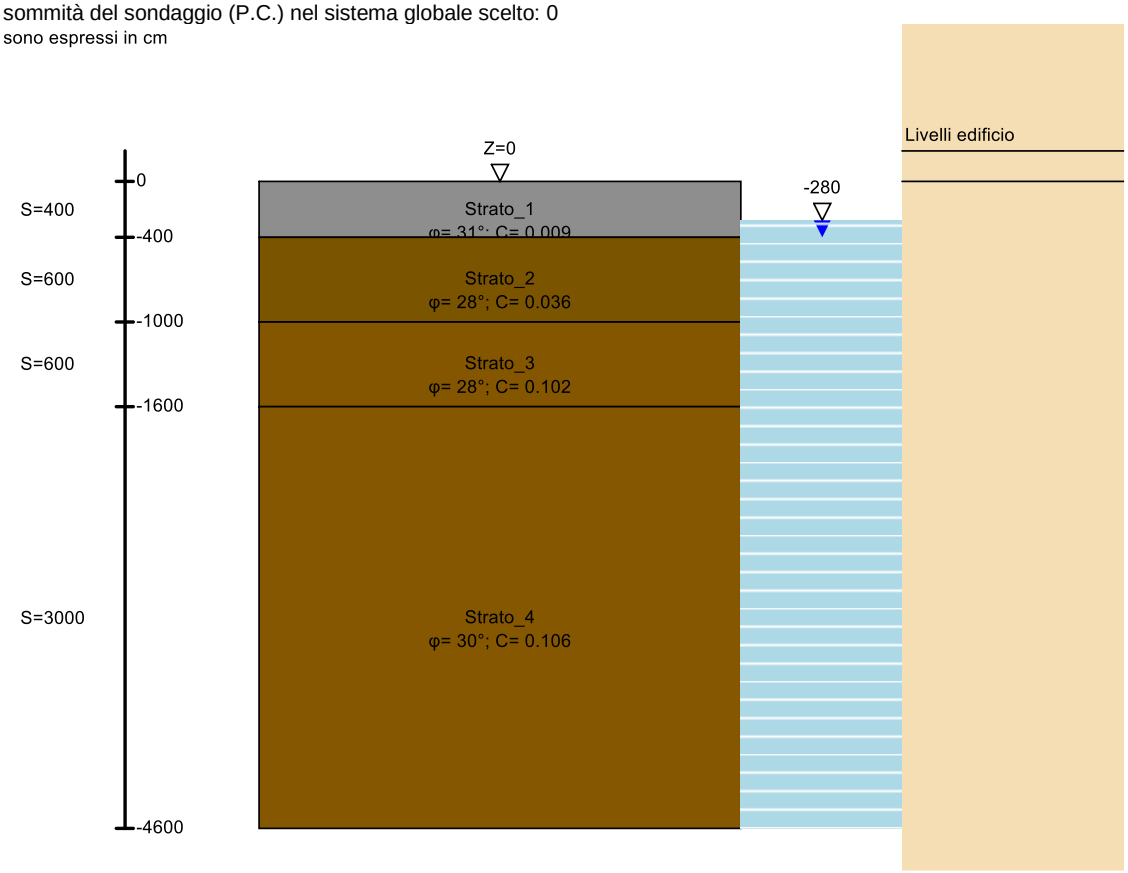


Immagine: Sondaggio

Stratigrafie

Terreno: *terreno mediamente uniforme presente nello strato.*
Sp.: *spessore dello strato. [cm]*
Liqf: *indica se considerare lo strato come liquefacibile nelle combinazioni sismiche.Con 'Da verifica' viene considerato quanto risulta dalla verifica condotta a fine calcolo solutore.*

***Kor,i**: coefficiente K orizzontale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]*
***Kor,s**: coefficiente K orizzontale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]*
***Kve,i**: coefficiente K verticale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]*
***Kve,s**: coefficiente K verticale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]*
***Eel,s**: modulo elastico al livello superiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]*
***Eel,i**: modulo elastico al livello inferiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]*
***Eed,s**: modulo edometrico al livello superiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]*
***Eed,i**: modulo edometrico al livello inferiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]*
***CC,s**: coefficiente di compressione vergine CC al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.*
***CC,i**: coefficiente di compressione vergine CC al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.*
***CR,s**: coefficiente di ricompressione CR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.*
***CR,i**: coefficiente di ricompressione CR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.*
***E0,s**: indice dei vuoti E0 al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.*
***E0,i**: indice dei vuoti E0 al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.*
***OCR,s**: indice di sovraconsolidazione OCR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.*
***OCR,i**: indice di sovraconsolidazione OCR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.*

Terreno	Sp.	Liqf	Kor,i	Kor,s	Kve,i	Kve,s	Eel,s	Eel,i	Eed,s	Eed,i	CC,s	CC,i	CR,s	CR,i	E0,s	E0,i	OCR,s	OCR,i
Strato_1	400	No	1	1	1	1	800	800	10000	10000	0	0	0	0	0	0	1	1
Strato_2	600	No	1	1	1	1	800	800	11000	11000	0	0	0	0	0	0	1	1
Strato_3	600	No	1	1	1	1	800	800	45000	45000	0	0	0	0	0	0	1	1
Strato_4	3000	No	1	1	1	1	800	800	17000	17000	0	0	0	0	0	0	1	1

Falde acquifere

***Profondità**: profondità della superficie superiore della falda dalla quota del punto di riferimento. [cm]*
***Carico piezometrico**: carico piezometrico rispetto alla superficie superiore, 0 per falde freatiche. [cm]*
***Spessore**: spessore dell'acquifero.*

Profondità	Carico piezometrico	Spessore
280	0	Fino in fondo

Sulla base di tali definizioni geomeccaniche vengono definite le rigidezze elastiche delle molle lineari per come esplicato nei capitoli seguenti.

**Si precisa che il modulo edometrico viene fatto coincidere con il modulo elastico, in quanto si valutano i cedimenti elastici e non edometrici (quest'ultimo parametro E_{ed} entra in gioco solo in questa valutazione e non nella stima delle rigidezze elastiche delle molle).*

7.3. Interazione terreno - struttura

E' stata modellata l'interazione tra struttura e sottosuolo attraverso delle molle elastiche assegnate agli elementi di fondazione, quali platea, i cui valori risultano automaticamente definiti dal sw.

La rigidezza della piastra è assegnata con la formulazione di Vesic; la rigidezza k_s è direttamente proporzionale al modulo elastico Es del terreno ed inversamente al lato della fondazione.

Partendo dalla formulazione riferita alle travi che viene calcolata usando la forma semplificata:

$$k_s = \frac{E_S}{B \cdot (1 - \nu^2)}$$

Concernente con un fattore di forma alla Terzaghi, cioè come k=ks*(m+0.5)/(1.5 m), dove m=l/b è il rapporto tra i lati dell'impronta, si arriva alla formulazione utilizzata per le piastre:

$$k_s = 0.65 \cdot \sqrt[12]{\frac{E_s \cdot B^4}{E_f \cdot I_f}} \cdot \frac{E_S}{B \cdot (1 - \nu^2)}$$

in cui:

Ks = costante di sottofondo alla Winkler (F/L^3];

Es = modulo elastico del suolo nel bulbo di interesse, preso pari a 2.5 B (F/L^2];

v = modulo di Poisson del suolo nel bulbo di interesse, preso pari a 2.5 B [adim];

B = dimensione della base di fondazione (lato minore) [L];

E= modulo elastico del materiale della fondazione [F/L^2];

I1 = modulo di inerzia della fondazione (nel senso longitudinale) [L^4];

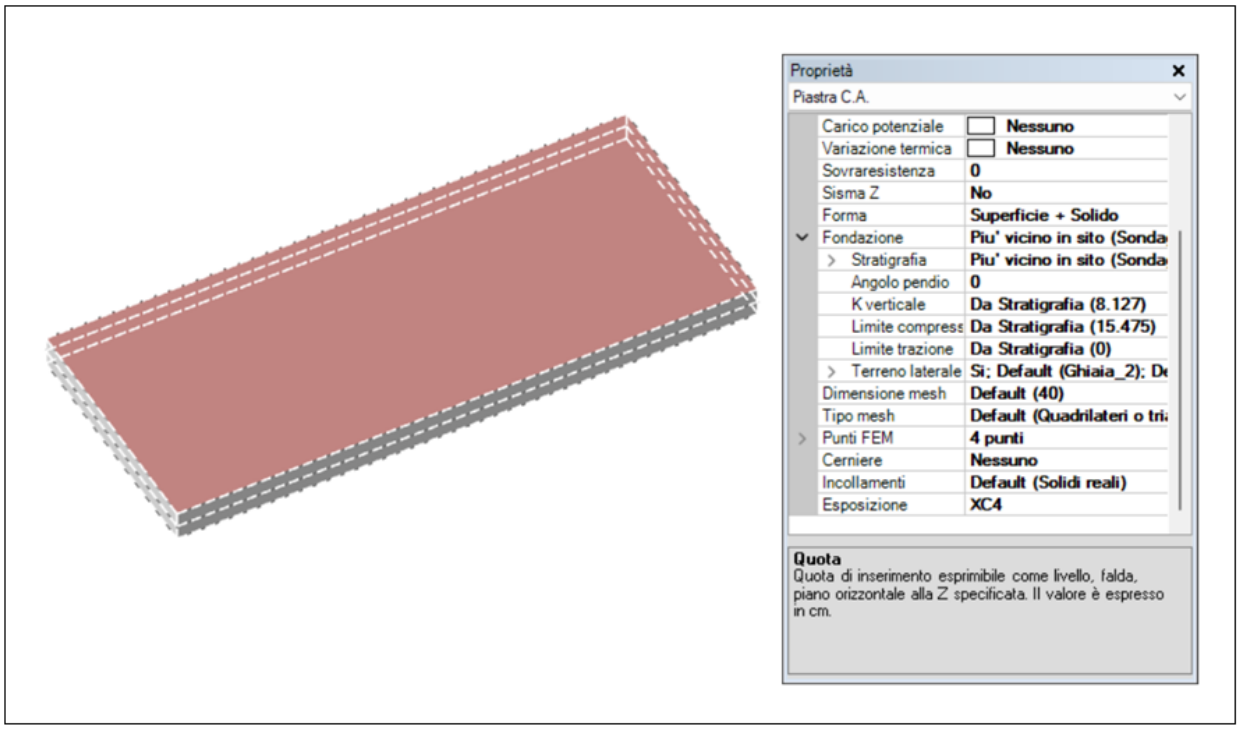
Es e v sono i valori medi pesati sullo spessore e sull'inverso della distanza degli strati interessati dal bulbo efficace. In altre parole contano maggiormente gli strati di maggiore spessore nel bulbo e piu vicini al piano di posa. Il bulbo efficace è considerato di ampiezza pari a 2.5-B. Qualora la stratigrafia inserita non si estenda fino alla profondità necessaria si considera presente fino a tale quota lo strato più profondo.

A valle delle operazioni eseguite, è stato possibile generare un modello agli elementi finiti, definendo l'interazione terreno – struttura per mezzo di molle lineari, dotate di rigidezza elastica.

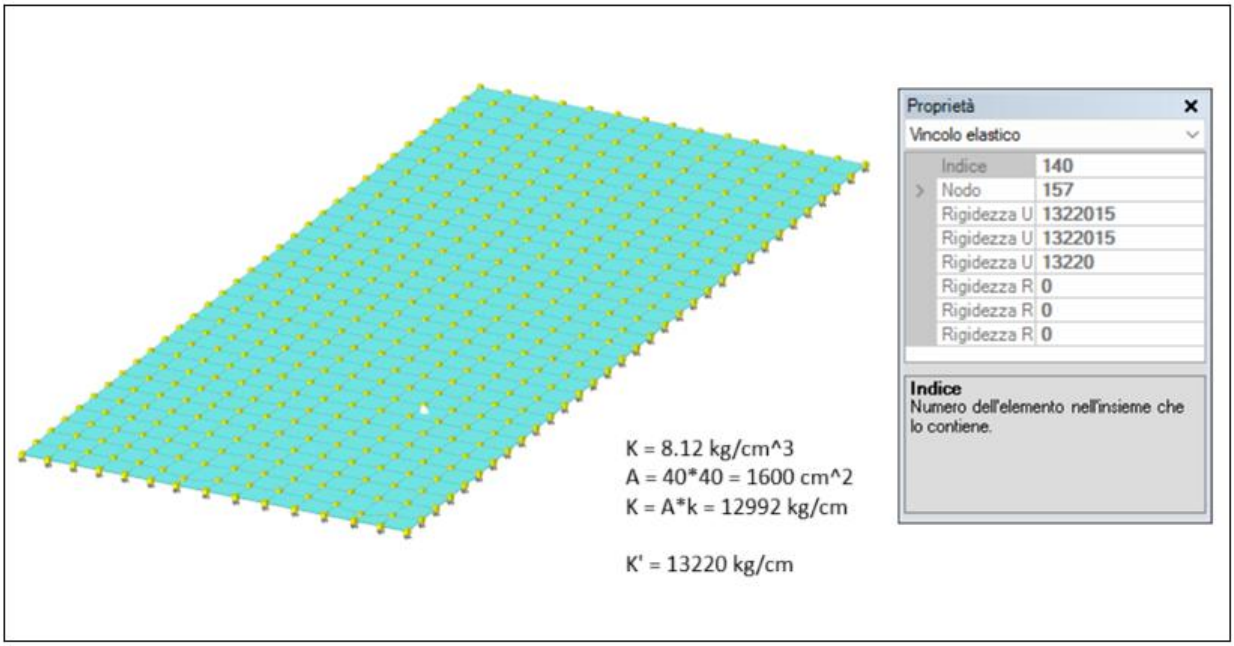
Una volta definito il valore di tale rigidezza nelle diverse direzioni di carico, essa viene moltiplicata per l'area d'influenza al fine di creare elementi molle inseribili all'interno dell'ambiente f.e.m.

Di seguito si riportano immagini illustrative relativa alla modellazione delle fondazioni.

DEFINIZIONE MOLLE LINEARI



RIGIDEZZA ELASTICA MOLLE LINEARI



7.4. Cedimenti ammissibili

In tale paragrafo viene descritta la procedura utilizzata per definire i cedimenti ammissibili, la loro stima e le considerazioni relative al caso di studio.

Si ricorda che il cedimento immediato nei terreni argillosi ha importanza principalmente per terreni di media e di alta plasticità e per terreni di bassa plasticità con struttura instabile, il cedimento di consolidazione rappresenta in genere, per terreni coesivi normalmente consolidati o leggermente sovraconsolidati, la parte preponderante del cedimento e quindi quella più importante ai fini progettuali. Il cedimento secondario assume valori non trascurabili con argille organiche e con torbe.

Nei terreni sabbiosi e ghiaiosi a permeabilità elevata il cedimento immediato e quello di consolidazione avvengono pressoché contemporaneamente per cui perde significato la distinzione fatta per le argille, talora quindi, in alcuni di questi terreni si può avere anche il cedimento secondario. Nelle rocce invece il cedimento elastico è quello di riferimento.

La piastra di fondazione presenta cedimenti ammissibili, che non compromettono il corretto funzionamento della struttura. A tal proposito si riporta la tabella della "*Relazione tra danni alla struttura e deformazioni*", di Poulos et al. 2001. State of the art report, Istanbul Int. Conference la quale riporta le rotazioni e cedimento totale ammissibile, utili per il confronto con i cedimenti riscontrati.

Table 2.5. Summary of criteria for settlement and differential settlement of structures.

Type of structure	Type of damage/concern	Criterion	Limiting value(s)
Framed buildings and reinforced load bearing walls	Structural damage	Angular distortion	1/150 – 1/250
	Cracking in walls and partitions	Angular distortion	1/500 (1/1000-1/1400) for end bays
	Visual appearance	Tilt	1/300
	Connection to services	Total settlement	50 – 75 mm (sands) 75 – 135 mm (clays)
Tall buildings	Operation of lifts & elevators	Tilt after lift installation	1/1200 –1/2000
Structures with unreinforced load bearing walls	Cracking by sagging	Deflection ratio	1/2500 (L/H =1) 1/1250 (L/H = 5)
	Cracking by hogging	Deflection ratio	1/5000 (L/H = 1) 1/2500 (L/H = 5)
Bridges – general	Ride quality	Total settlement	100 mm
	Structural distress	Total settlement	63 mm
	Function	Horizontal movement	38 mm
Bridges – multiple span	Structural damage	Angular distortion	1/250
Bridges – single span	Structural damage	Angular distortion	1/200

Relazione tra danni alla struttura e deformazioni
(adattata da *Poulos et al., 2001*)

EC7 ann. H

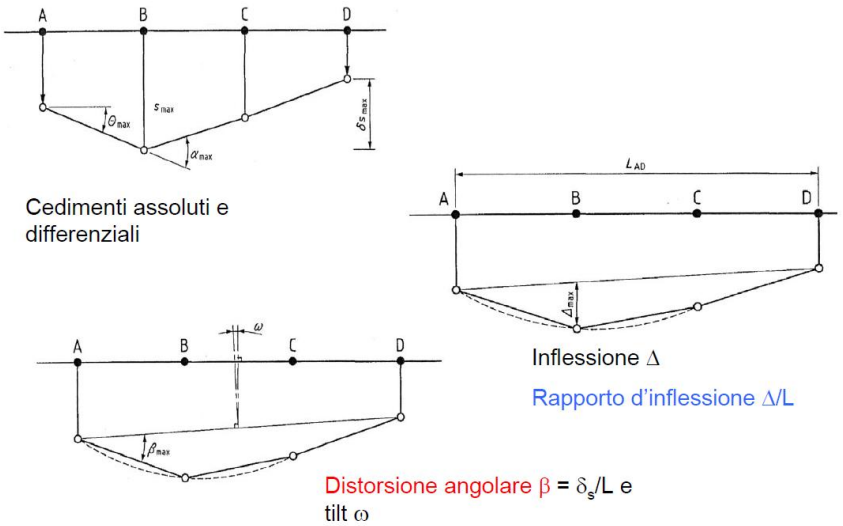
Tipo di struttura	*Tipo di danno*	*Criterio*	*Valori limite*
Strutture intelaiate e muri portanti armati	Danno strutturale	Distorsione angolare	1/150 – 1/250
	Fessurazione a pareti e tramezzi	Distorsione angolare	1/500
	Collegamento a servizi (tubazioni)	Cedimento totale	50-75 mm (sab)
			75-135 mm (arg)
	Danno estetico	Rotazione	1/300
Strutture alte	Operatività ascensori e montacarichi	Rotazione dopo install.	1/1200 – 1/2500
Strutture con muri portanti non armati	Fessurazione tipo "sagging"	Rapporto di inflessione	1/2500 (*L/H* =1)
			1/1250 (*L/H* =5)
	Fessurazione tipo "hogging"	Rapporto di inflessione	1/5000 (*L/H* =1)
			1/2500 (*L/H* =5)
Ponti a campata multipla	Danno strutturale	Distorsione angolare	1/250
Ponti a campata singola	Danno strutturale	Distorsione angolare	1/200

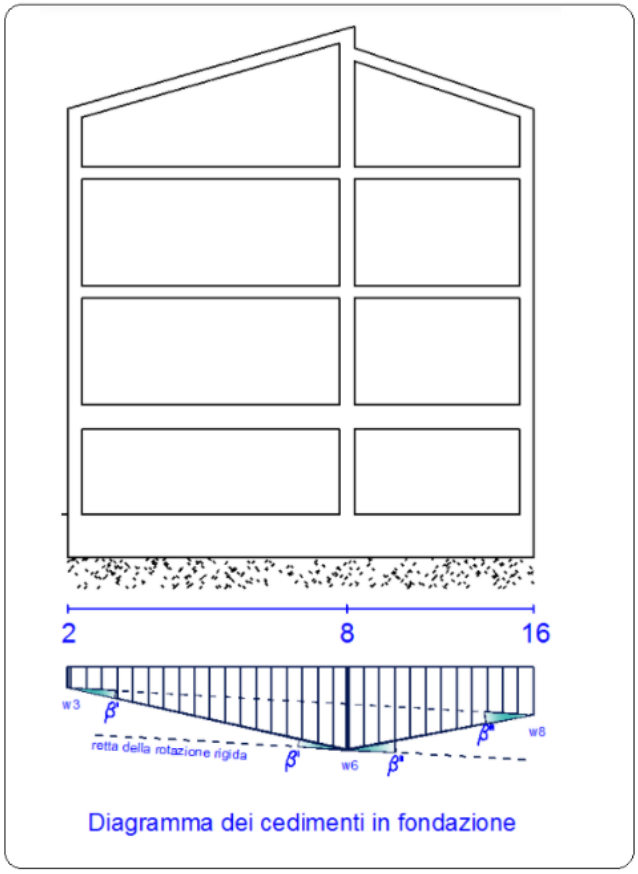
Più in generale la tabella riporta valori utilizzati nell'Eurocodice 7, adottati per le verifiche correnti. Nella tabella s'individua la distorsione angolare relative ai ponti a campata singola

$\beta = 1/200$

La distorsione angolare β è definita come il rapporto fra il cedimento differenziale δ_ρ e la componente orizzontale della distanza, tra il nodo di riferimento e quello in questione (figura in alto). La distorsione angolare in un nodo, può anche essere valutata, come la tangente dell'angolo relativo formato dal diagramma dei cedimenti nel nodo e la retta della rotazione rigida (angoli β in figura in basso).

Definizione dei movimenti di una fondazione (**Eurocodice 7- *Annesso H***)





Definita la distorsione angolare β, con l'ausilio della relazione di Grant et al. si ricava il cedimento totale ammissibile. Una prima stima cautelativa del cedimento ammissibile è data dalla relazione di Grant, specifica per le sabbie e le argille.

RELAZIONE DI GRANT ET AL. (1974)

FONDAZIONI SU SABBIA

S_{max} (mm) = 15000 β_{max} (plinti)

S_{max} (mm) = 18000 β_{max} (platee)

FONDAZIONI SU ARGILLA

S_{max} (mm) = 30000 β_{max}(plinti)

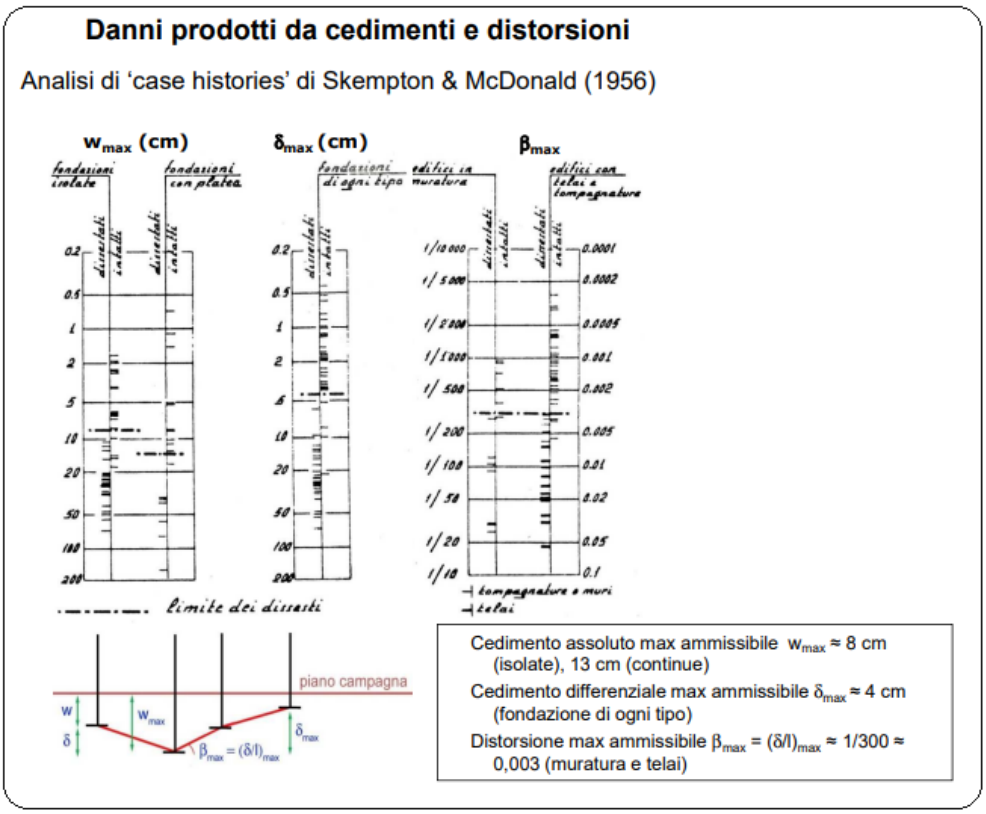
S_{max} (mm) = 35000 β_{max}(platee)

Quindi considerando cautelativamente fondazioni su sabbia (platee), anche se, si ottiene:

S_{max} = 18000*1/200 = 90 mm

Un'altra stima delle rotazioni e cedimenti ammissibili è fornita dall'analisi di Skempton & McDonald (1956) che limitano i valori come indicato di seguito.

I valori risultano raffrontabili con la valutazione effettuata sul modello di Grant.



Di seguito valori della distorsione angolare ammissibile valutata secondo diversi autori.

Analogamente si riporta di seguito una tabella di sintesi utile per la valutazione dei cedimenti ammissibili.

Tipo di movimento	Fattore di limitazione	Valore ammissibile (mm)
Cedimento totale (mm)	Collegamento a reti di servizi	150 ÷ 300
	Accessibilità	300 ÷ 600
	Probabilità di cedimenti differenziali	
	Murature portanti	25 ÷ 50
	Strutture intelaiate	50 ÷ 100
	Ciminiere, silos	75 ÷ 300
Inclinazione δ/L	Stabilità al ribaltamento	Dipende da altezza e peso
	Rotazione di ciminiere e torri	δ/H ≤ 0,04
	Operatività di macchinari	
	Macchine tessili	0,003
	Turbogeneratori	0,0002
	Gru a ponte	0,003
	Drenaggio superfici pavimentate	0,01 ÷ 0,02
Rotazione relativa β	Murature portanti multipiano	0,0005 ÷ 0.001
	Murature portanti a un piano	0,001 ÷ 0,002
	Lesioni di intonaci	0,001
	Telai in c.a.	0,0025 ÷ 0,004
	Tompagni di strutture a telaio in c.a.	0,003
	Telai continui in acciaio	0,002
	Strutture semplici in acciaio	0,005

A valle della trattazione si riportano i valori indicati nell'Eurocodice.

EC7, 2003 (Allegato H)

ρ_{max} = 50 mm per fondazioni isolate

$(1/2000) < \beta_{max} < (1/300)$ → SLD

$\beta_{max} \approx (1/150)$ → SLU

EC7, 2003 (all'interno del testo)

$\delta_{\rho max}$ = 20 mm per fondazioni isolate

$\delta_{\rho max}$ = 10 mm per fondazioni a reticolo

$\delta_{\rho max} < 50\% \rho$ per fondazioni a reticolo

EC1, 1994 (all'interno del testo) per SLD

ρ_{max} = 25 mm per fondazioni isolate

ρ_{max} = 50 mm per fondazioni a piastra

$\delta_{\rho max}$ = 20 mm per telai aperti

$\delta_{\rho max}$ = 10 mm per telai con tramezzi flessibili

$\delta_{\rho max}$ = 5 mm per telai con tramezzi rigidi

Inoltre considerando

$\delta_{\rho max} < 0{,}5*\rho$ si può porre dove

ρ = 5 cm (cedimento ammissibile)

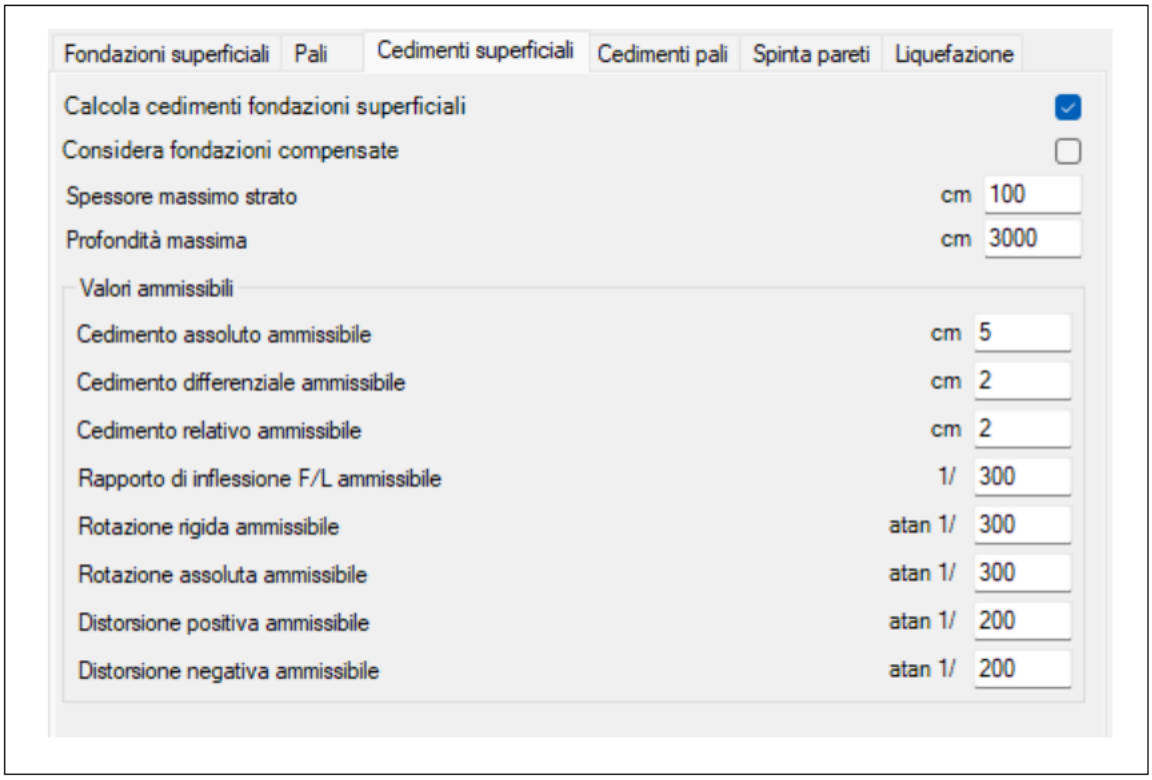
$\delta_{\rho max}$ = 2 cm

Per ultimi si pone:

- Cedimento relativo δ_r uguale a cedimento differenziale δ_ρ
- Rotazione rigida ϑ_r pari a 1/500
- Rotazione assoluta ammissibile ϑ_a pari a 1/500
- Distorsione positiva e negativa ammissibile 1/200

A valle delle considerazioni svolte, si riassumono, i valori ammissibili, utilizzati nel calcolo.

SET CEDIMENTI AMMISSIBILI



8. SIMULAZIONE NUMERICA

Nel capitolo si riporta la sintesi relativa al comportamento strutturale del manufatto, in campo statico e dinamico; sono esplicitati i più rappresentativi spostamenti e sollecitazioni degli elementi strutturali, le pressioni agenti sul terreno e i cedimenti ottenuti dal modello numerico.

8.1. Convenzioni sollecitazioni

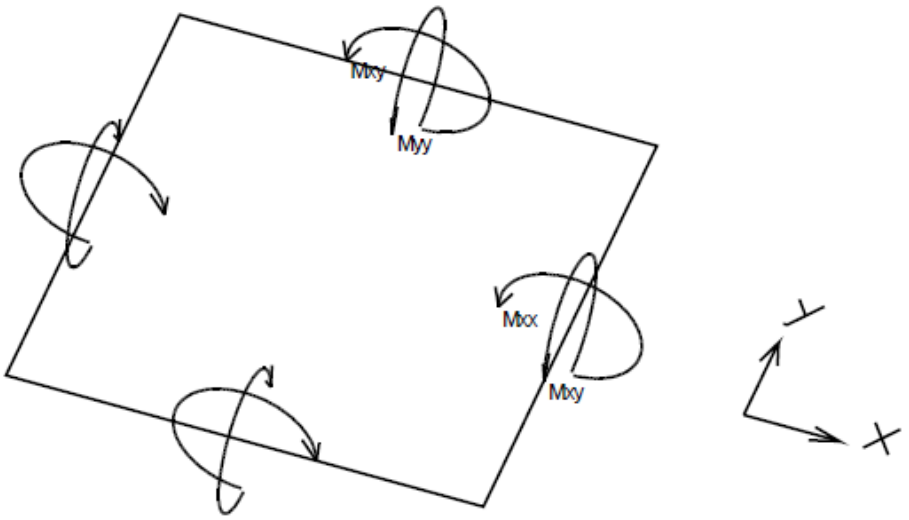
Al fine di una lettura agevole delle sollecitazioni agenti sul modello, si riportano di seguito le convenzioni utilizzate per gli elementi analizzati, quali aste e gusci.

ASTE

- F1 (N): sforzo normale nell'asta;
- F2: sforzo di taglio agente nella direzione dell'asse locale 2;
- F3: sforzo di taglio agente nella direzione dell'asse locale 3;
- M1 (Mt): momento attorno all'asse locale 1; equivale al momento torcente;
- M2: momento attorno all'asse locale 2;
- M3: momento attorno all'asse locale 3.

GUSCI (normalmente piastre e platee)

Il sistema di riferimento nel quale sono espressi i parametri di sollecitazione è così definito: origine appartenente al piano dell'elemento, asse x e y contenuti nel piano dell'elemento e terzo asse (z) ortogonale al piano dell'elemento a formare una terna destrogira. In particolare l'asse x ha proiezione in pianta parallela ed equiversa all'asse globale X. Nel caso di piastre orizzontali (caso più comune) gli assi x, y e z locali all'elemento sono paralleli ed equiversi agli assi X, Y e Z globali. Si sottolinea che non ha alcun interesse collocare esattamente nel piano dell'elemento la posizione dell'origine in quanto i parametri di sollecitazione sono invarianti rispetto a tale posizione. In figura è mostrato un elemento infinitesimo di shell orizzontale con indicato il sistema di riferimento e i parametri di sollecitazione Mxx, Myy, Mxy.

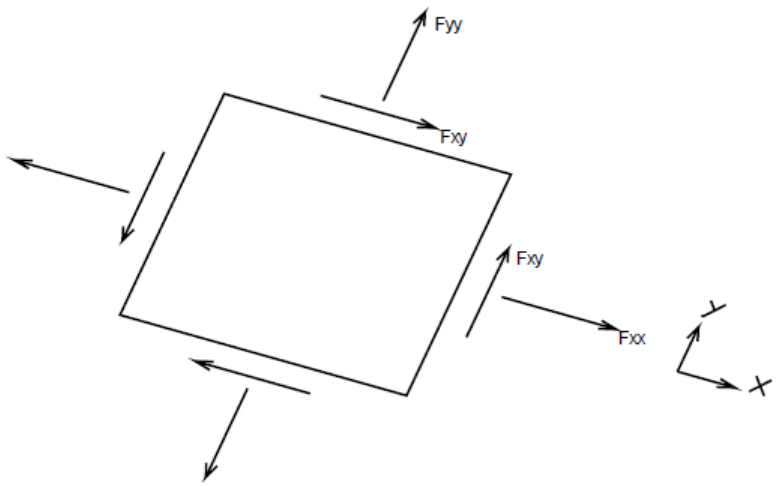


Mxx: momento flettente [Forza*Lunghezza/Lunghezza] agente sul bordo di normale **x** (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre inferiori);

Myy: momento flettente [Forza*Lunghezza/Lunghezza] agente sul bordo di normale **y** (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre inferiori);

Mxy: momento torcente [Forza*Lunghezza/Lunghezza] agente sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura).

Per quanto riguarda le sollecitazioni membranali si faccia riferimento alla figura seguente dove per lo stesso elemento infinitesimo di shell orizzontale con indicato il sistema di riferimento e i parametri di sollecitazione Fxx, Fyy, Fxy.

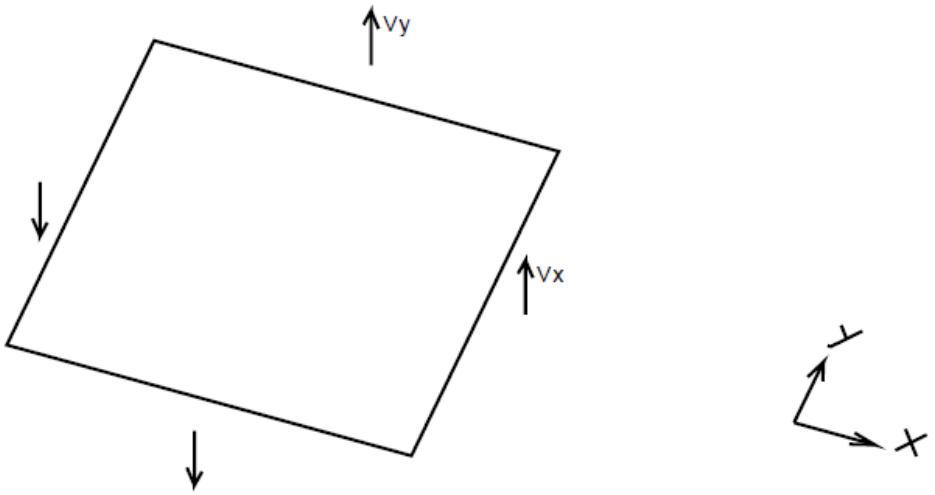


Si definiscono:

Fxx: sforzo estensionale [Forza/Lunghezza] agente sul bordo di normale **x** (verso positivo indicato dalla freccia in figura che mette in trazione l'elemento);

Fyy: sforzo estensionale [Forza/Lunghezza] agente sul bordo di normale all'asse y (verso positivo indicato dalla freccia in figura che mette in trazione l'elemento);

Fxy: sforzo di taglio [Forza/Lunghezza] agente sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura). Vengono riportati inoltre i tagli fuori dal piano dell'elemento shell:



Vx: taglio fuori piano [Forza/Lunghezza] applicato al bordo di normale parallela all'asse **x** (per il segno si veda l'immagine relativa ai tagli fuori piano nel sistema locale 1, 2, 3 riportata più avanti);

Vy: taglio fuori piano [Forza/Lunghezza] applicato al bordo di normale parallela all'asse **y** (per il segno si veda l'immagine relativa ai tagli fuori piano nel sistema locale 1, 2, 3 riportata più avanti).

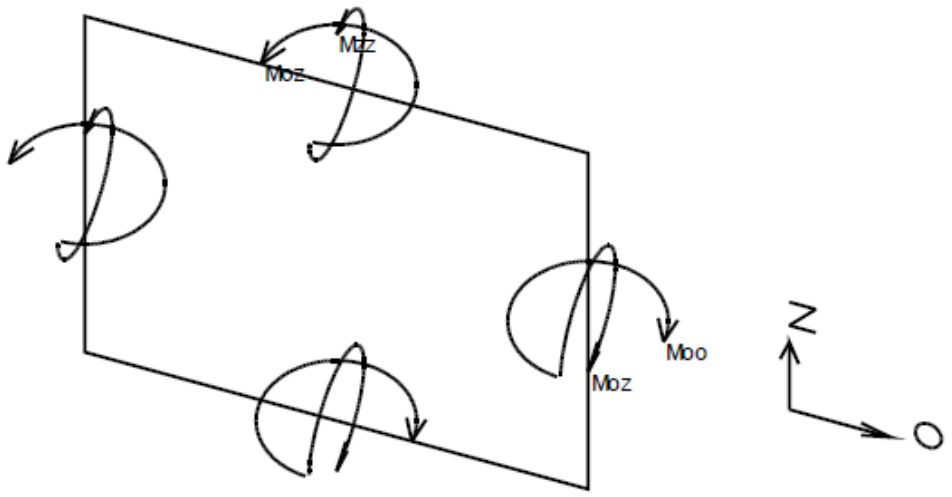
Gusci verticali: pareti e muri

Il sistema di riferimento nel quale sono espressi i parametri di sollecitazione è così definito: origine appartenente al piano dell'elemento, asse O (ascisse) e z (ordinate) contenuti nel piano dell'elemento e terzo asse ortogonale al piano dell'elemento a formare una terna destrogira. In particolare

- l'asse O è orizzontale e concorde all'asse X globale o concorde a Y globale se l'insieme di shell è in un piano parallelo a Y-Z globali;
- l'asse z parallelo ed equiverso con l'asse Z globale.

Si sottolinea che non ha alcun interesse collocare esattamente nel piano dell'elemento la posizione dell'origine in quanto i parametri di sollecitazione sono invarianti rispetto a tale posizione.

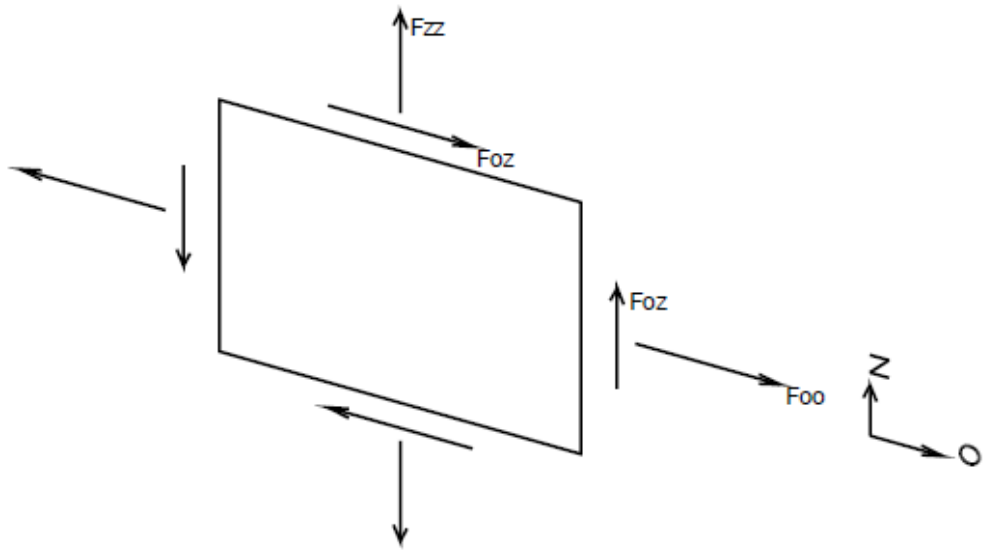
In figura è mostrato un elemento infinitesimo di shell verticale con indicato il sistema di riferimento e i parametri di sollecitazione Moo, Mzz, Moz.



Moo: momento flettente distribuito [Forza*Lunghezza/Lunghezza] applicato al bordo di normale parallela all'asse **O** (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre dalla parte del semiasse negativo del terzo asse);

Mzz: momento flettente distribuito [Forza*Lunghezza/Lunghezza] applicato al bordo di normale parallela all'asse **z** (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre dalla parte del semiasse negativo del terzo asse);

Moz: momento "torcente" distribuito [Forza*Lunghezza/Lunghezza] applicato sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura). Per quanto riguarda le sollecitazioni membranali si faccia riferimento alla figura seguente dove per lo stesso elemento infinitesimo di shell con indicato il sistema di riferimento i parametri di sollecitazione Foo, Fzz, Foz sono rispettivamente:



Fzz:sforzo tensionale distribuito [Forza/Lunghezza] applicato al bordo di normale parallela all'asse **z** (verso positivo indicato dalla freccia in figura che mette in trazione l'elemento);

Foo: sforzo tensionale distribuito [Forza/Lunghezza] applicato al bordo di normale parallela all'asse **O** (verso positivo indicato dalla freccia in figura che mette in trazione l'elemento);

Foz: sforzo tagliante distribuito [Forza/Lunghezza] applicato sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura). Vengono riportati inoltre i tagli fuori dal piano dell'elemento shell:

Vo: taglio fuori piano applicato al bordo di normale parallela all'asse **O** (per il segno si veda l'immagine relativa ai tagli fuori piano nel sistema locale 1, 2, 3 riportata più avanti);

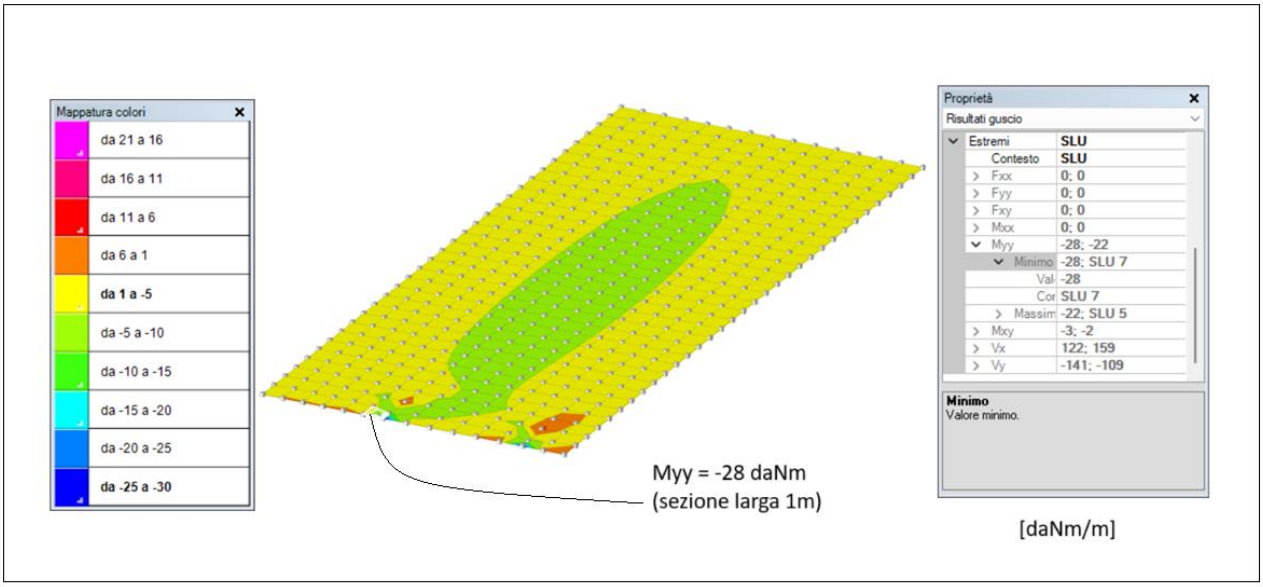
Vz: taglio fuori piano applicato al bordo di normale parallela all'asse **z** (per il segno si veda l'immagine relativa ai tagli fuori piano nel sistema locale 1, 2, 3 riportata più avanti).

8.2. Principali spostamenti e sollecitazioni_carico da traffico su soletta

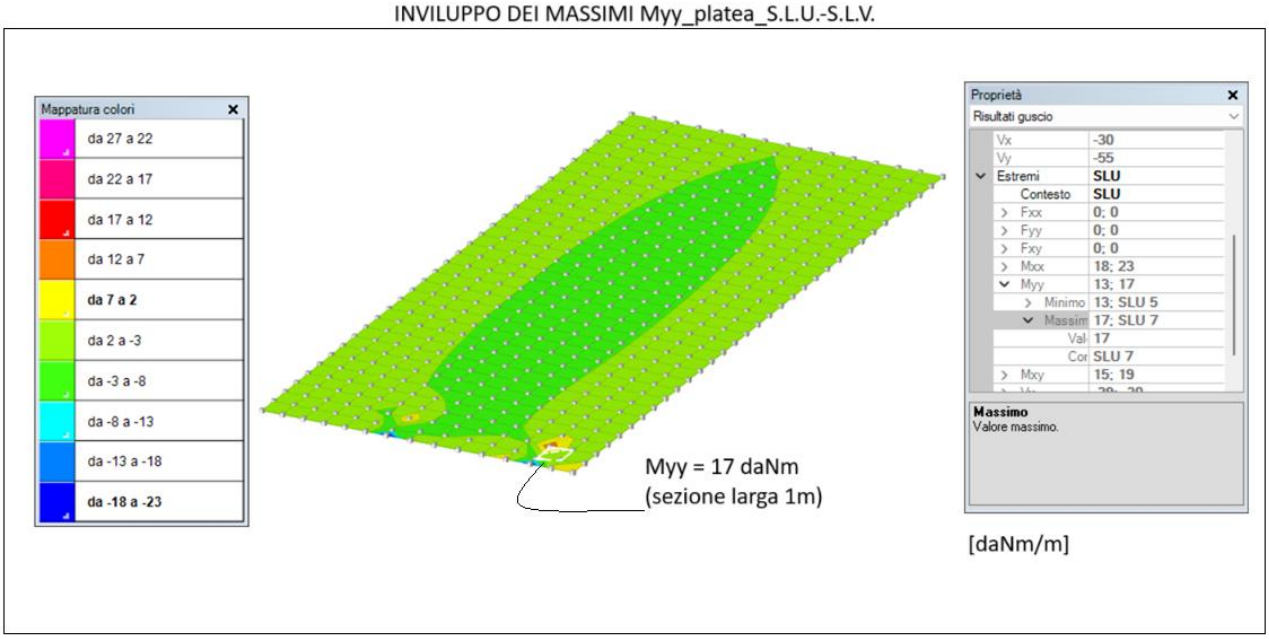
Si riportano nel paragrafo alcune rappresentative illustrazioni relative ai carichi agenti, le sollecitazioni e gli spostamenti sotto azioni statiche elementari e combinate; nello specifico si esplicano gli inviluppi delle sollecitazioni flessionali massime e minime degli elementi strutturali, nonché pressioni e cedimenti in fondazione. Le schermate di seguito riportate fanno riferimento alla condizione di carico più gravosa, ossia relativa al basamento della vasca da 400 l/s.

Di seguito si riportano le principali flessioni della platea.

INVILUPPO DEI MINIMI Myy_platea_S.L.U.-S.L.V.

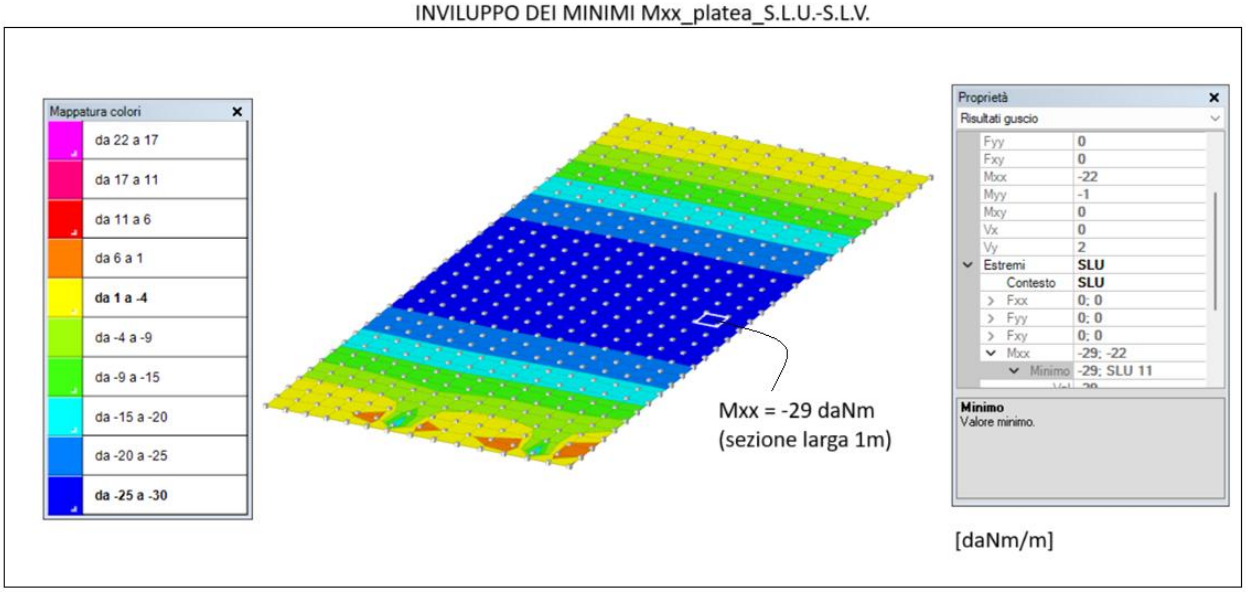


INVILUPPO DEI MASSIMI Myy_platea_S.L.U.-S.L.V.

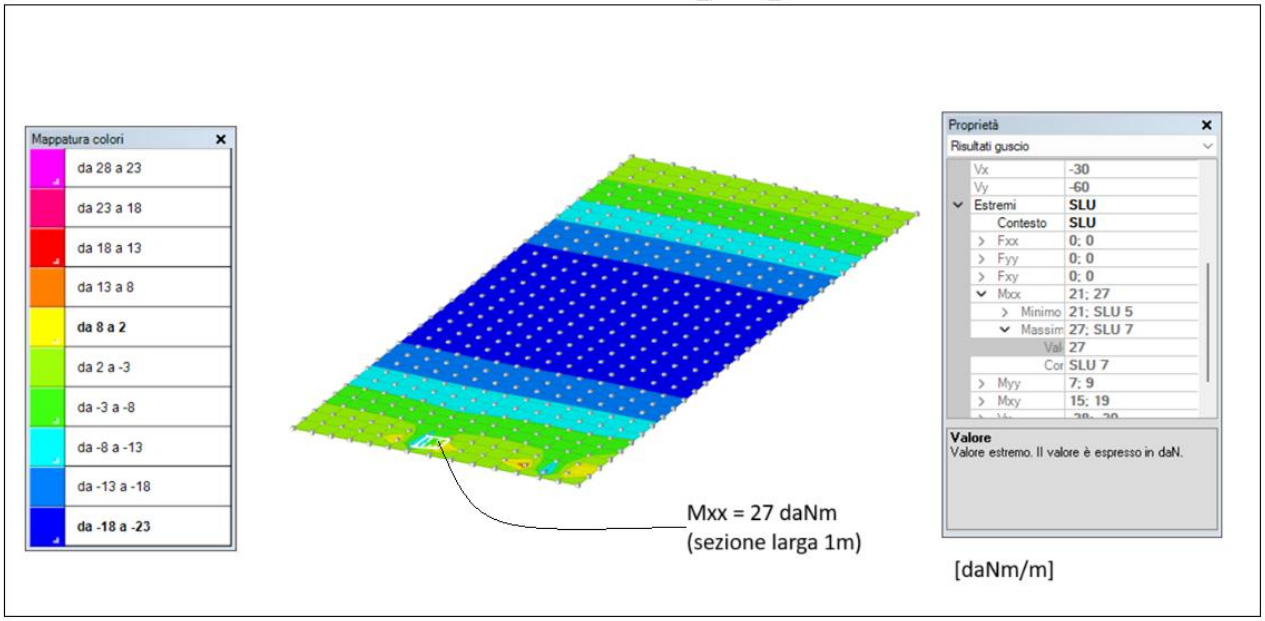


Osservando gli inviluppi dei momenti flettenti della platea, si registra infatti un momento massimo M_{yy} = -0.028 tm (momento che ruota attorno ad x) valido per la sezione di larghezza unitaria pari a 1 m.

INVILUPPO DEI MINIMI Mxx_platea_S.L.U.-S.L.V.



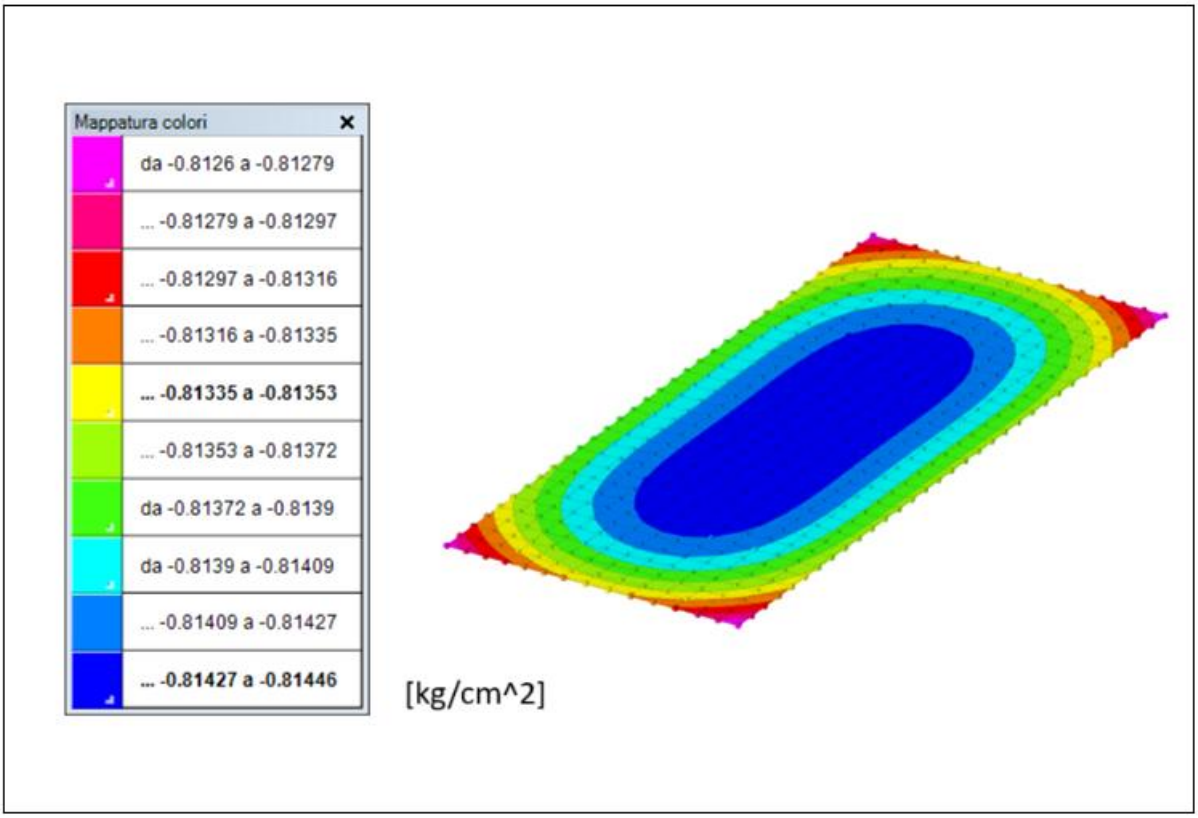
INVILUPPO DEI MASSIMI Mxx_platea_S.L.U.-S.L.V.



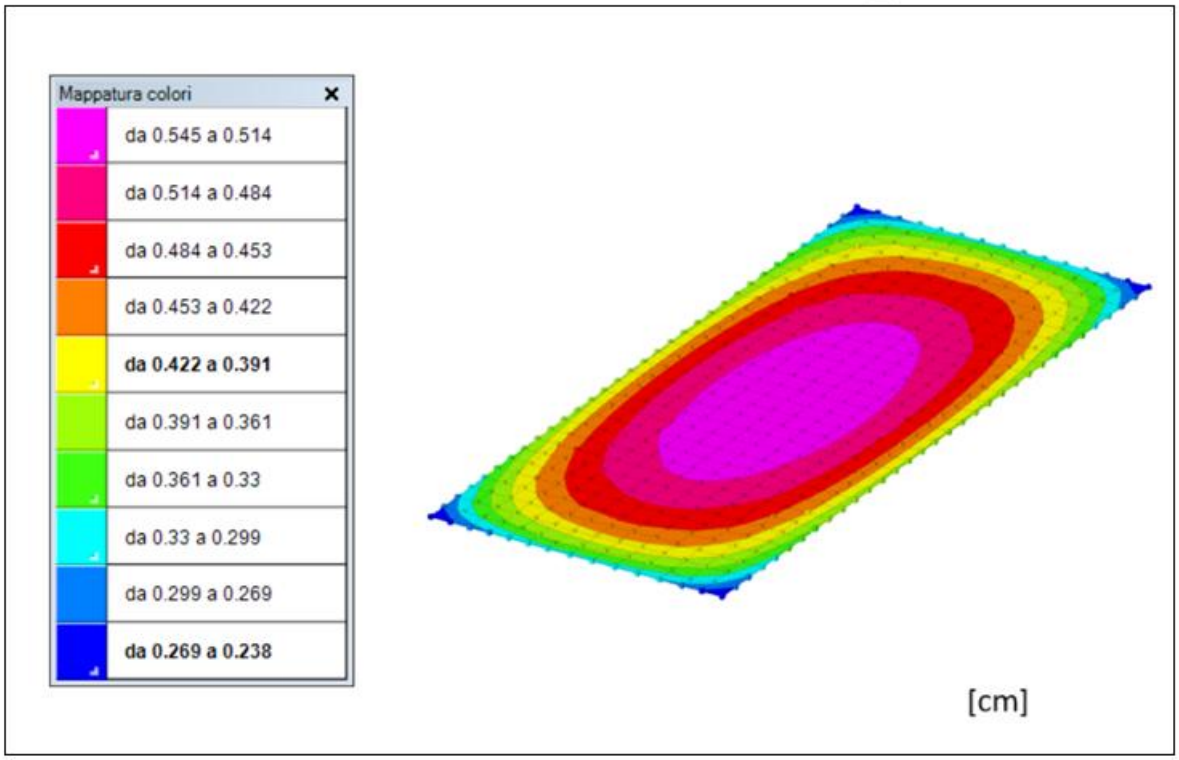
Si rileva che il momento flettente nella direzione trasversale a quella analizzata è maggiore di quello rilevato in precedenza; nello specifico si osserva un massimo assoluto M_{xx} = -0,029 tm per la sezione di larghezza unitaria a S.L.V.

Per ultimo si riportano l'inviluppo delle pressioni minime trasmesse al terreno e dei cedimenti elastici massimi indotti.

INVILUPPO PRESSIONI MINIME SUL TERRENO_S.L.U.-S.L.V.



INVILUPPO DEI CEDIMENTI MASSIMI SUL TERRENO_S.L.E. RARA



Le pressioni massime risultano omogeneamente distribuite che generano allo S.L.E. rara un cedimento massimo nella porzione centrale del tombino pari a circa 0,5 cm, senza considerare l'opzione di terreni compensati.

9. VERIFICHE

9.1. Criteri di verifica geotecnica

Nel capitolo si riportano i criteri utilizzati per eseguire le verifiche geotecniche.

In accordo con quanto stabilito dal D.M. 17/01/2018, per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione: Ed ≤ Rd;

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione $E_d = E\left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right]$

ovvero

con $\gamma_E = \gamma_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico: $R_d = \frac{1}{\gamma_R} R\left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right]$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto ad. Il coefficiente parziale di sicurezza γR opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni, imponendo $\gamma_E=\gamma_F$.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1 delle NTC 2018, la verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (*Approccio 1*) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (*Approccio 2*) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO), si consideralo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagentecon le fondazioni. L'analisi può essere condotta:

- con l'**approccio 1** attraverso la **Combinazione 2** (**A2+M2+R2**), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti γ_R del gruppo R2. Nell'uso di questa combinazione, le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali che devono essere svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A2;
- con l'a**pproccio 2** attraverso la **Combinazione unica** (**A1+M1+R3**), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramitei coefficienti γ_R del gruppo R3. Tali coefficienti si applicano solo alla resistenza globale del terreno, che ècostituita, a seconda dello stato limite considerato, dalla forza normale alla fondazione

che produce il collasso per carico limite, o dalla forza parallela al piano di scorrimento della fondazione che ne produceil collasso per scorrimento.

Tab. 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni*

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

La verifica agli stati limite ultimi (SLU) sarà effettuata tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I di cui al D.M. 17/01/2018,

Tab. 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali*

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Metodo dei coefficienti di sicurezza parziali

Stati Limite Ultimi STR e GEO

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.
Nel primo approccio progettuale **(Approccio 1)** sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti:

-la prima combinazione (**STR, A1C1: A1+M1+R1**) è generalmente finalizzata al dimensionamento strutturale e considera gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi che costituiscono la fondazione. In questa analisi i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulle resistenze del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate (A1).

-la seconda combinazione **(GEO, A1C2: A2+M2+R2)** è finalizzata al dimensionamento Geotecnico ed i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 (M1 nei soli pali).

Nel secondo approccio progettuale **(Approccio 2: A1+M1+R3)** è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche: A1+M1+R3.

NTC2018: OPERE DI FONDAZIONE

FONDAZIONI SUPERFICIALI

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione

$$E_d = \gamma_A E_k \leq \frac{R_k}{\gamma_M} = R_d$$

sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:
▪ SLU di tipo geotecnico (GEO)
1. collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
2. collasso per scorrimento sul piano di posa;
3 stabilità globale.
▪ SLU di tipo strutturale (STR)
− *raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.*

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1.
Le **rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2.**
Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Verifica di scorrimento

La verifica di scorrimento della fondazione superficiale viene eseguita considerando le caratteristiche del terreno immediatamente sottostante al piano di posa della fondazione, ricavato in base alla stratigrafia associata all'elemento, e trascurando, a favore di sicurezza, l'eventuale spinta passiva laterale.

Qualora l'elemento in verifica sia formato da parti non omogenee tra loro, ad esempio una travata in cui le singole travi di fondazione siano associate ad un differente sondaggio, verranno condotte verifiche geotecniche distinte sui singoli tratti.

Lo scorrimento di una fondazione avviene nel momento in cui le componenti delle forze parallele al piano di contatto tra fondazione e terreno vincono l'attrito e la coesione terreno-fondazione e, qualora fosse presente, la spinta passiva laterale.

Il coefficiente di sicurezza a scorrimento si ottiene dal rapporto tra le forze stabilizzanti di progetto (Rd) e quelle instabilizzanti (Ed):

$$Rd = (N \cdot Tan(\varphi) + c_a \cdot B \cdot L + \alpha \cdot S_p) / \gamma_{Rs}$$

$$|Ed = \sqrt{T_x^{\,2} + T_y^{\,2}}$$

dove:

N = risultante delle forze normali al piano di scorrimento;

Tx, Ty = componenti delle forze tangenziali al piano di scorrimento;

tan(phi) = coefficiente di attrito terreno-fondazione;

ca = aderenza alla base, pari alla coesione del terreno di fondazione o ad una sua frazione;

B, L = dimensioni della fondazione;

alpha = fattore di riduzione della spinta passiva;

Sp = spinta passiva dell'eventuale terreno laterale;

gamma rs = fattore di sicurezza parziale per lo scorrimento;

Le normative prevedono che il fattore di sicurezza a scorrimento FS=Rd/Ed sia non minore di un prefissato limite.

Verifica di capacità portante

La verifica di capacità portante della fondazione superficiale viene eseguita mediante formulazioni di letteratura geotecnica considerando le caratteristiche dei terreni sottostanti al piano di posa della fondazione, ricavati in base alla stratigrafia associata all'elemento.

Qualora l'elemento in verifica sia formato da parti non omogenee tra loro, ad esempio una travata in cui le singole travi di fondazione siano associate ad un differente sondaggio, verranno condotte verifiche geotecniche distinte sui singoli tratti.

La verifica viene fatta raffrontando la portanza di progetto (Rd) con la sollecitazione di progetto (Ed); la prima deriva dalla portanza calcolata con metodi della letteratura geotecnica, ridotta da opportuni fattori di sicurezza parziali; la seconda viene valutata ricavando la risultante della sollecitazione scaricata al suolo con una integrazione delle pressioni nel tratto di calcolo. Le normative prevedono che il fattore di sicurezza alla capacità portante, espresso come rapporto tra il carico ultimo di progetto della fondazione (Rd) ed il carico agente (Ed), sia non minore di un prefissato limite.

La portanza di una fondazione rappresenta il carico ultimo trasmissibile al suolo prima di arrivare alla rottura del terreno. Le formule di calcolo presenti in letteratura sono nate per la fondazione nastriforme indefinita ma aggiungono una serie di termini correttivi per considerare le effettive condizioni al contorno della fondazione, esprimendo la capacità portante ultima in termini di pressione limite agente su di una fondazione equivalente soggetta a carico centrato.

La determinazione della capacità portante ai fini della verifica è stata condotta secondo il metodo di Vesic, che viene descritto nei paragrafi successivi.

Metodo di Vesic

La capacità portante valutata attraverso la formula di Vesic risulta, nel caso generale:

$$Q_{\lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \tfrac{1}{2}\, \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

Nel caso di terreno eminentemente coesivo (phi = 0) tale relazione diventa:

$$Q_{\lim} = (2+\pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

gamma' = peso di volume efficace dello strato di fondazione;

B = larghezza efficace della fondazione (B = Bf - 2e);

L = lunghezza efficace della fondazione (L = Lf - 2e);

c = coesione dello strato di fondazione;

cu = coesione non drenata dello strato di fondazione;

q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

Nc, Nq, Ny = fattori di capacità portante;

sc, sq, sy = fattori di forma della fondazione;

dc, dq, dy = fattori di profondità del piano di posa della fondazione;

ic, iq, iy = fattori di inclinazione del carico;

bc, bq, by = fattori di inclinazione della base della fondazione;

gc, gq, gy = fattori di inclinazione del piano campagna;

Nel caso di piano di campagna inclinato (beta > 0) e phi = 0, Vesic propone l'aggiunta, nella formula sopra definita, del termine

0.5 * gamma * B * N_gamma con N_gamma = -2 * sen beta

Per la teoria di Vesic i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1)\cdot ctg\phi\,; \quad N_q = tg^2\left(45^o + \frac{\phi}{2}\right)\cdot e^{(\pi\cdot tg\varphi)}; \quad N_\gamma = 2\cdot(N_q + 1)\cdot tg\phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L}\cdot\frac{N_q}{N_c}; \quad s'_c = 0.2\cdot\frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L}\cdot tg\phi\,; \quad s_\gamma = 1 - 0.4\cdot\frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4\cdot k\,; \quad d'_c = 0.4\cdot k\,; \quad d_q = 1 + 2\cdot k\cdot tg\phi\cdot(1-\sin\phi)^2\,; \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = \frac{m\cdot H}{B\cdot L\cdot c_a\cdot N_c}; \quad i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B\cdot L\cdot c_a\cdot ctg\phi}\right)^m;$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B\cdot L\cdot c_a\cdot ctg\phi}\right)^{m+1}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^o}{147^o}; \quad g'_c = \frac{\beta^o}{147^o}; \quad g_q = (1 - tg\beta)^2\,; \quad g_\gamma = g_q$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^o}{147^o}; \quad b'_c = \frac{\eta^o}{147^o}; \quad b_q = (1 - \eta\cdot tg\phi)^2\,; \quad b_\gamma = b_q$$

$$k = \frac{D}{B_f} \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} \le 1); \quad k = arctg\left(\frac{D}{B_f}\right) \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} > 1); \quad m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

phi = angolo di attrito dello strato di fondazione;

ca = aderenza alla base della fondazione;

nu = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale (nu = 0 se orizzontale);

beta = inclinazione del pendio;

H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione dal piano campagna;

Influenza degli strati sulla capacità portante

Le formulazioni utilizzate per la portanza prevedono la presenza di uno stesso terreno nella zona interessata dalla potenziale rottura. In prima approssimazione lo spessore di tale zona è pari a:

$$H = \frac{1}{2} \cdot B \cdot Tan(45° + \phi / 2)$$

In presenza di stratificazioni di terreni diversi all'interno di tale zona, il calcolo diventa più complesso; non esiste una metodologia univoca per questi casi, differenti autori hanno proposto soluzioni diverse a seconda dei casi che si possono presentare. In prima approssimazione, nel caso di stratificazioni, viene trovata una media delle caratteristiche dei terreni, pesata sullo spessore degli strati interessati. Nel caso in cui il primo strato incontrato sia coesivo viene anche verificato che la compressione media agente sulla fondazione non superi la tensione limite di espulsione, circostanza che provocherebbe il rifluimento del terreno da sotto la fondazione, rendendo impossibile la portanza.

La tensione limite di espulsione qult per terreno coesivo viene calcolata come:

$$q_{ult} = 4c + q$$

dove c è la coesione e q è il sovraccarico agente sul piano di posa.

Influenza del sisma sulla capacità portante

La capacità portante nelle combinazioni sismiche viene valutata mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica.

L'**effetto inerziale** prodotto dalla struttura in elevazione sulla fondazione può essere considerato tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione (rapporto tra forze T parallele al piano di posa e carico normale N) e dell'eccentricità (rapporto tra momento M e carico normale N) delle azioni in fondazione, e produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite, oltre alla riduzione dell'area efficace.

L'**effetto cinematico** si manifesta per effetto dell'inerzia delle masse del suolo sotto la fondazione come una riduzione della resistenza teorica calcolata in condizioni statiche; tale riduzione è in funzione del coefficiente sismico orizzontale kh, cioè dell'accelerazione normalizzata massima attesa al suolo, e delle caratteristiche del suolo. L'effetto è più marcato su terreni granulari, mentre nei suoli coesivi è poco rilevante.

Per tener conto nella determinazione del carico limite di tali effetti inerziali vengono introdotti nelle combinazioni sismiche anche i fattori correttivi e (earthquake), valutati secondo **Paolucci** e **Pecker**:

$$e_q = \left(1 - \frac{k_h}{tg\phi}\right)^{0.35} \; ; \quad e_c = 1 - 0.32 \cdot k_h \; ; \quad e_\gamma = e_q$$

Verifica di capacità portante pali

La verifica di capacità portante del palo viene eseguita raffrontando la portanza di progetto (Rd) con la sollecitazione di progetto (Ed), valutata come sforzo normale agente alla sommità del palo, compreso il peso proprio del palo. La portanza di progetto (Rd) è pari alla portanza verticale calcolata, mediante una formulazione analitica, divisa per opportuni fattori di sicurezza parziali.

La portanza verticale complessiva calcolata è data dalla somma del contributo laterale+punta, o del solo contributo laterale nel caso di palo in trazione.

La **capacità portante laterale** viene calcolata con una formulazione statica, in funzione della coesione e dell'attrito laterale dei terreni incontrati lungo il fusto del palo, valutata nel punto medio di ciascuno strato omogeneo presente. Il valore complessivo laterale è data dalla sommatoria:

$$P_V = \sum_i \; (\alpha \cdot c + k_0 \cdot p_v \cdot \tan\varphi) \cdot S_i$$

dove si sono indicati con:

k0 il coefficiente di spinta a riposo dell'i-esimo terreno della stratigrafia

pv= Sum gamma_i*hi, la pressione litostatica verticale efficace nel punto di calcolo

po=ko * pv, la pressione litostatica orizzontale efficace nel punto di calcolo

c, phi la coesione e l'angolo di attrito interno dell'i-esimo terreno

alpha il coefficiente di adesione della coesione all'interfaccia terreno-pali (usualmente tra 0.5÷0.8)

D il diametro di perforazione del palo

Si la superficie laterale dell'i-esimo tratto di calcolo (Pi * D * hi)

La capacità portante di punta del palo viene presa pari al prodotto tra la pressione limite di rottura in punta palo, dichiarata espressamente o calcolata con formule analitiche di letteratura, e l'area della punta del palo. Nei pali in cui si è calcolata la pressione limite con formule analitiche in funzione della stratigrafia sottostante la punta del palo, questa viene calcolata utilizzando la formulazione proposta da Vesic per la capacità portante alla punta dei pali.

Con tale formulazione i fattori di capacità portante sono:

$$N'_q = \frac{3e^{(\pi/2-\phi)\tan\phi}}{3-\sin\phi} \cdot \left[tg\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)\right]^2 \cdot I_{rr}^{\left[\frac{4\sin\phi}{3(1+\sin\phi)}\right]}$$

$$N'_c = (N'_q - 1) \cdot \cot\phi$$

L'indice di rigidezza ridotto Irr tiene conto della deformazione volumetrica eps_v raggiunta dal terreno in

condizioni prossime alla rottura e riduce l'indice di rigidezza Ir teorico. Secondo la formulazione proposta da Vesic quest'ultimo è pari al rapporto tra modulo di elasticità tangenziale G e resistenza al taglio del terreno (Fondazioni, J.E.Bowles).

$$I_r = \frac{G}{c + q \cdot tg\varphi}$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + \varepsilon \cdot I_r}$$

Il valore di portanza alla punta è quindi:

$$P_{pu} = A_p \cdot \left[c \cdot N'_c + \eta \cdot q \cdot \left(N'_q - 1\right)\right]$$

dove si sono indicati con:

Ap, l'area della punta del palo

c, phi la coesione e l'angolo di attrito interno del terreno sottostante la punta

nu, coefficiente indicato da Vesic, dato da: (1 + 2 * K0)/3

q sforzo verticale efficace (pressione geostatica) agente alla profondità della punta

A favore di sicurezza tale formulazione trascura il termine N'q e considera il peso proprio del palo. In condizioni non drenate (c=cU e phi=0) il termine N'q diventa pari a 1, mentre il termine N'c viene assunto pari all'usuale valore (9) utilizzato per pali. In tali condizioni la portanza alla punta si semplifica in:

$$P_{pu} = A_p \cdot \left[9 \cdot c_u\right]$$

9.2. Criteri di verifica sezioni elementi in c.a.

Le verifiche degli elementi in calcestruzzo armato sono condotte in accordo con DM 17/01/2018.

Di seguito è brevemente indicata la metodologia seguita.

PRESSOFLESSIONE ALLO S.L.U.

Analogamente al caso di sezione mista acciaio-calcestruzzo soggetta a forza normale e flessione retta, la verifica si effettua operando nel piano N-M: basta accertare che il punto avente le coordinate Md, Nd rappresentative degli effetti delle azioni di calcolo (cioè delle azioni di servizio moltiplicate per i correlativi coefficienti parziali di sicurezza γ_e), appartenga al dominio resistente, delimitato dalla curva di interazione M-N.

Sono state verificate le sezioni in cemento armato relative al rivestimento definitivo.

In questo caso viene adottato un procedimento rigoroso, basato sulle ipotesi seguenti (DM2018 4.1.2.1.2):

1 diagramma σ-ε del calcestruzzo compresso a forma di parabola-rettangolo;

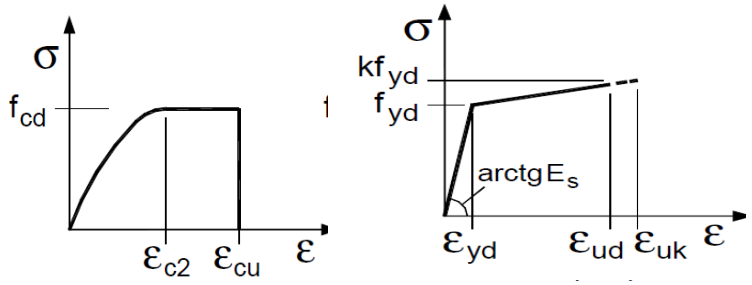
2 diagramma σ-ε dell'acciaio, sia teso che compresso, elastico-perfettamente plastico:

2.1 conservazione delle tensioni piane;

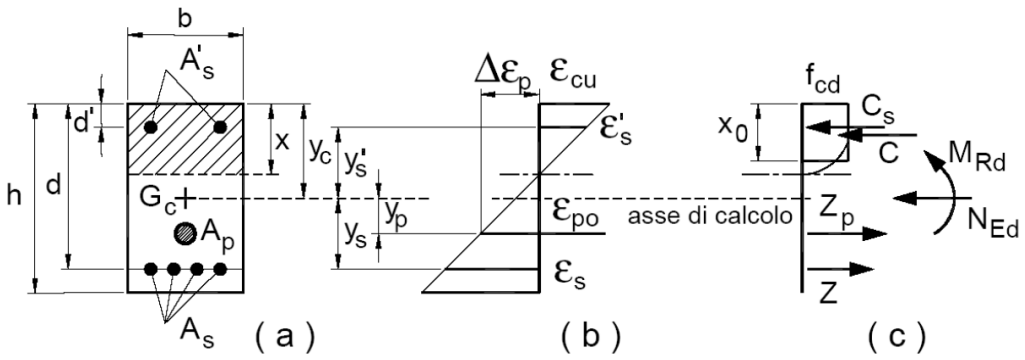
2.2 perfetta aderenza fra acciaio e calcestruzzo;

2.3 calcestruzzo teso non reagente.

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione viene effettuata con i criteri descritti nelle specifiche sezioni delle NTC18, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio



Sono stati calcolati i momenti resistenti di progetto (momenti ultimi) corrispondenti al valore assegnato dell'azione assiale sollecitante di progetto Nsd. È stato verificato che il valore di Nsd non risulti maggiore del valore ultimo per compressione o trazione semplice. I momenti sono calcolati rispetto al baricentro della sezione. Il momento resistente viene determinato dopo aver calcolato la curvatura che, in condizioni di deformazione limite del calcestruzzo o dell'acciaio, soddisfa l'equilibrio alla traslazione. Sono stati ricavati i punti di dominio M-N della sezione, evidenziando la posizione del punto NSd-MSd rappresentativo dello stato di sollecitazione. Si assumono come positive le compressioni.

TAGLIO ALLO S.L.U.

È stata eseguita, inoltre, la verifica nei confronti delle sollecitazioni taglianti della sezione in calcestruzzo armato dotata di specifica armatura a taglio (DM2018 – 4.1.2.3.5.2).

La resistenza a taglio VRd della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w d$$

Dove:

$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{\ 1/2}$;

$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2$;

$\rho_1 = A_{sw}/(b_w * d)$

d = altezza utile per piedritti soletta superiore e inferiore;

b_w= 1000 mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd}

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\mathrm{ctg}\alpha + \mathrm{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

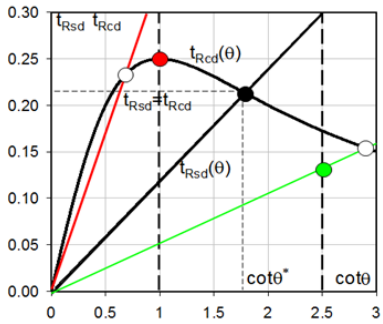
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\mathrm{ctg}\alpha + \mathrm{ctg}\theta)}{(1 + \mathrm{ctg}^2\theta)}$$

Essendo:

$1 \leq \mathrm{ctg}\,\vartheta \leq 2.5$

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto nelle NTC18, considerando ai fini delle verifiche, un angolo θ di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.

$1 \leq \mathrm{ctg}\,\vartheta \leq 2.5 \qquad 45° \geq \vartheta \geq 21.8°$



- Se la cotθ* è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$
- Se la cotθ* è maggiore di 2.5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rsd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle armature trasversali valutabile per una $\cot\theta = 2,5$.
- Se la cotθ* è minore di 1.0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile per una $\cot\theta = 1,0$.

L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle (θ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato:

$$\cot\theta^* = \sqrt{\frac{\nu \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$

(θ* angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature)

Dove:

ν = f 'cd / fcd = 0.5

f 'cd = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

f cd = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \le \sigma_{cp} < 0{,}25\ f_{cd}$
		1,25	per $0{,}25\ f_{cd} \le \sigma_{cp} \le 0{,}5\ f_{cd}$
		$2{,}5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0{,}5\ f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

ω_{sw} : Percentuale meccanica di armatura trasversale.

$$\omega_{sw} = \frac{A_{SW}\, f_{yd}}{b\, s\, f_{cd}}$$

TENSIONI AMMISSIBILI S.L.E.

Successivamente sono state effettuate delle verifiche agli Stati Limite di Esercizio, che consistono in una limitazione delle tensioni di esercizio, e verifiche agli Stati Limite di Fessurazione (limitazione delle ampiezze massime delle aperture) DM2018 4.1.2.2.4 – 4.1.2.2.5.

In particolare:

σcls < 0,40 fck tensione nel calcestruzzo (comb. frequente)

σcls < 0,55 fck tensione nel calcestruzzo (comb. rara)

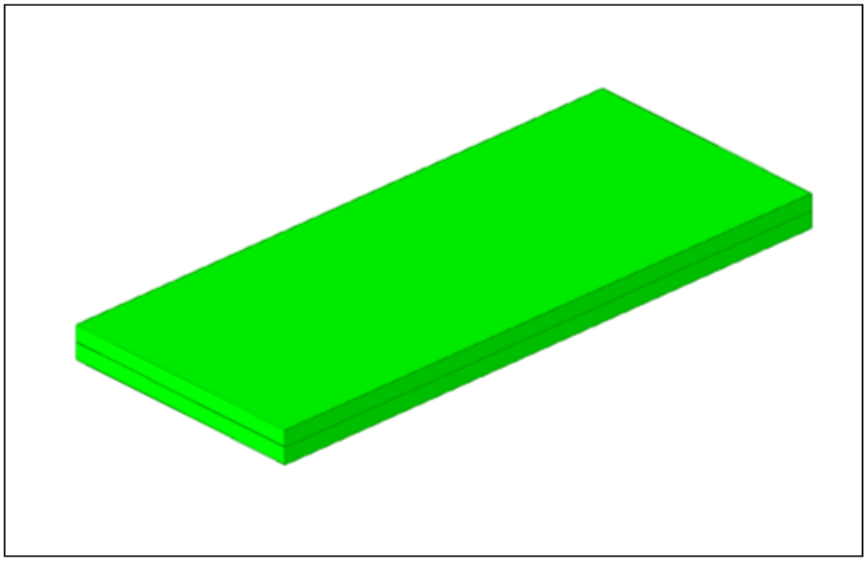
σs < 0,75 fyk tensione nell'acciaio di armatura

9.3. Stato delle verifiche elementi

Nel capitolo si riportano illustrazioni relativi allo stato di verifica degli elementi strutturali analizzati.

Sopra si riporta lo stato positivo delle verifiche generali riguardanti gli elementi strutturali.

STATO GENERALE DELLE VERIFICHE

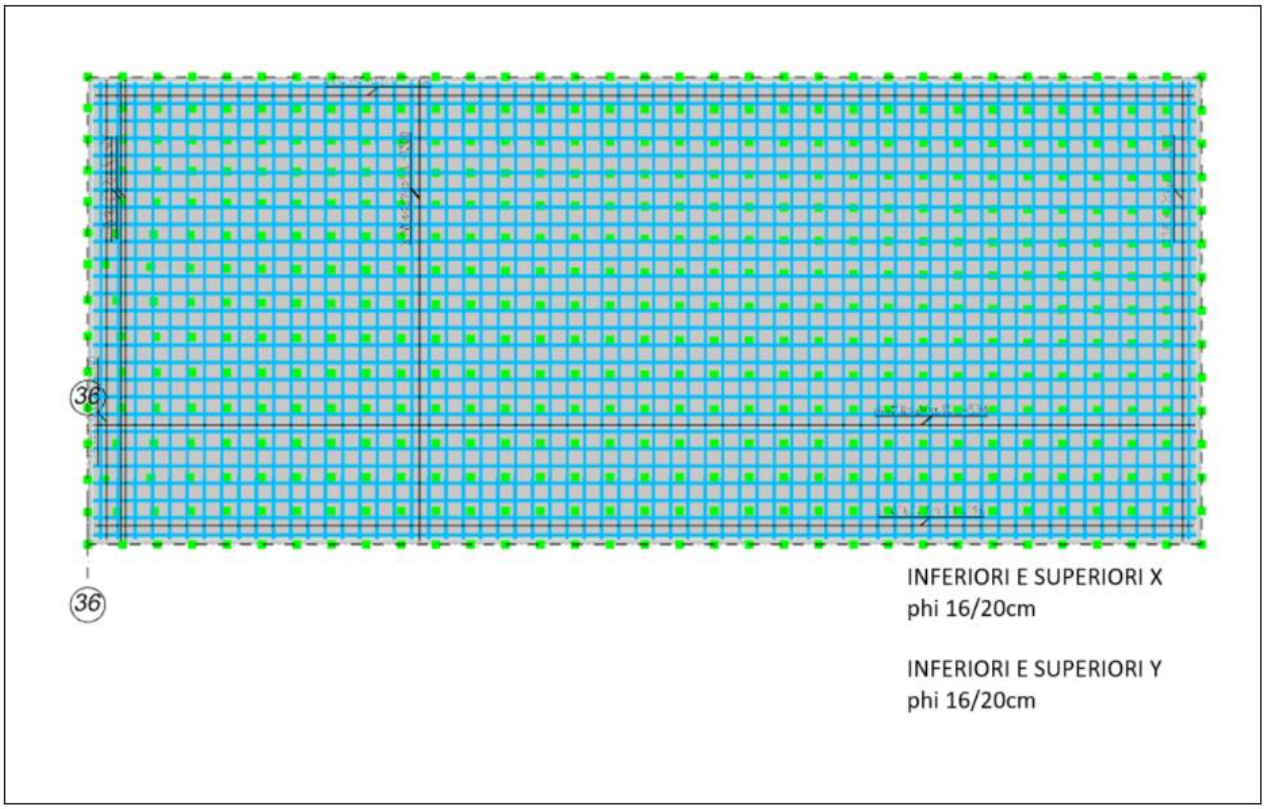


9.4. Configurazioni armate_PLATEA

Nel capitolo si riporta la sintesi delle configurazioni armate individuate per l'elemento progettato.

La platea ha uno spessore di 70cm. La configurazione di seguito è valida per tutti i basamenti delle 5 vasche, in quanto aventi lo stesso spessore (S=70cm) ed essendo armate in egual modo.

CONFIGURAZIONE ARMATA PLATEA



L'armatura prevista per la platea, prevede di utilizzare phi 16/20 cm lungo y e phi16/20 cm nella direzione ortogonale x.

<u>*Platea*</u>

Volume V = b*h*p = 0,7 m^3
Base b = 1 m
Altezza h = 0,7 m
Profondità p = 1 m
Barre direzione y phi16/20cm (5 barre superiori e 5 inferiori, 10 totali)
Lunghezza barre L = 1 m
Peso unitario barre p_i = 1,6 kg/m (phi 16)
Peso totale barre direzione y $p_{y,tot}$ = 16 kg
Barre direzione x phi16/20 cm (5 barre superiori, 5 barre inferiori, 10 totali)

Lunghezza barre L = 1 m
Peso unitario barre p_i = 1,6 kg/m
Peso totale barre direzione x $p_{x,tot}$ = 16 kg
Peso totale barre P = $p_{v,tot}$ + $p_{o,tot}$ = 32 kg
Si aumenta tale quantità del 30% per sovrapposizioni, raffittimenti agli spigoli e spille per taglio
P = 42 kg
Si valuta la seguente incidenza dell'armatura.
i = P/V = 60kg/m^3

Le incidenze sono state valutate analiticamente e concernono l'aumento dell'incidenza teorica per la presenza dei raffittimenti alle intersezioni degli elementi strutturali, nonché le spille per taglio.

9.5. Verifiche consuntive

Nel paragrafo si riporta la sintesi delle verifiche del manufatto, in modo da visionare i coefficienti di sicurezza minimi dei vari elementi strutturali.

Per una consultazione più dettagliata delle verifiche strutturali interessanti gli elementi, si rimanda agli allegati di calcolo di tale relazione.

Piastre orizzontali

Verifica*: Descrizione della verifica relativa che ne consente l'individuazione all'interno della struttura.*
Sicurezza minima*: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza relativamente alle verifiche visualizzabili per tale elemento. Il valore è adimensionale.*
Verifica di portanza*: Visualizza per ciascun elemento di verifica di fondazione il valore minimo del coefficiente di sicurezza per portanza. Il valore è adimensionale.*
Verifica di scorrimento*: Visualizza per ciascun elemento di verifica di fondazione il valore minimo del coefficiente di sicurezza per scorrimento. Il valore è adimensionale.*
Flessione piastre/platee*: Visualizza per le piastre/platee il valore minimo del coefficiente di sicurezza per flessione. Il valore è adimensionale.*
Taglio piastre/platee*: Visualizza per le piastre/platee il valore minimo del coefficiente di sicurezza per taglio. Il valore è adimensionale.*

Verifica	Sicurezza minima	Verifica di portanza	Verifica di scorrimento	Flessione piastre/platee	Taglio piastre/platee	Punzonamento piastre/platee
Platea a "Fondazione"	6.577	6.577	99999	838.19		

10. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

Nonostante l'iter procedurale di analisi ha cercato di esplicare al meglio i risultati ottenuti nei termini degli spostamenti e delle sollecitazioni, riscontrando risultati in linea con quelli attesi, si riporta nel capitolo seguente un semplice esempio che può raffrontare in modo diretto i risultati ottenuti nel software Sismicad con quelli analitici attesi da uno schema semplice noto.

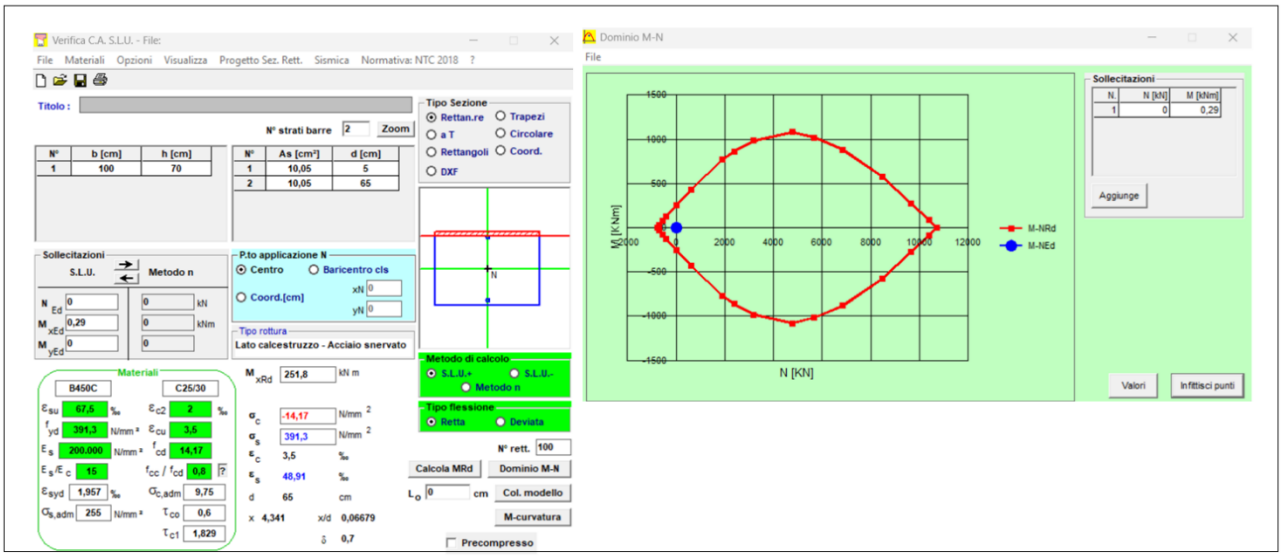
Si ritiene utile illustrare la capacità resistente flessionale confrontandola con il massimo rilevato negli inviluppi a S.L.U. e S.L.V. al fine di convalidare le configurazioni armate presentate in precedenza.

Dal capitolo 8 è possibile osservare che il massimo momento rilevato è M_{ed} = 0,029 tm valido per la sezione di larghezza unitaria; tale momento è sia positivo che negativo e l'armatura è simmetrica da ambo i lati, sia per le barre verticali che per quelle orizzontali, pertanto la valutazione di confronto risulta univocamente valida.

Il confronto viene eseguito con l'applicativo VCASLU del Prof. Piero Gelfi con il quale si valuta il momento resistente imponendo una rottura del calcestruzzo al lembo compresso per deformazione ε_c = 0,35% e ricercando la curvatura sezionale (pendenza del diagramma delle deformazioni) che garantisca l'equilibrio interno.

Nel caso corrente l'armatura prevista è quella di phi 16/20 cm pertanto nella sezione di 100 cm; tale armatura è simmetrica, pertanto uguale tra superiore ed inferiore.

CONFRONTO RESISTENTE-SOLLECITANTE_VCAslu



Come riportato sopra il momento resistente risulta M_{rd} = 25 tm, pertanto, con un coefficiente di sicurezza CS abbondantemente maggiore dell'unità, senza considerare il contributo favorevole dello sforzo normale, il quale aumenta il momento ultimo.

Concluso tale confronto si ritiene di aver presentato un elaborato che possa in tutti i suoi punti esplicare il comportamento rilevato in campo statico e dinamico, giustificandone le procedure di elaborazione, i risultati ottenuti e le armature progettata; al contempo si ritiene di aver esplicato il controllo dei risultati attesi sia nei termini di forze - spostamenti che tensioni - deformazioni.

11. ALLEGATI DI CALCOLO

Nel capitolo si riportano gli allegati di calcolo relativi agli elementi strutturali progettati, ovvero le platee di tutte le vasche; nello specifico si riporta in forma tabellare la sintesi dei nodi più sollecitati ai vari stati limite, esplicando i sollecitanti e i resistenti, nonché per la platea si riportano le verifiche geotecniche quali di scorrimento e portanza, la cui resistenza è valutata secondo i criteri di verifica esplicati prima.